

VISIT...

LANZAROTE
Caliente.COM



EDITORIAL BOARD



Având un conținut bogat de formule și tabele actualizate în conformitate cu standardele românești în vigoare, lucrarea de față vine în sprijinul studenților, doctoranzilor, subinginerilor și inginerilor implicați în activități de proiectare.

Cartea are o valoare științifică ridicată iar tipărirea sa are menirea să ofere cititorilor cunoștințele teoretice necesare efectuării unei proiectări de calitate superioară.

Referent științific: Prof.dr.ing. Valeriu STOLAN

Descrierea CIP a Bibliotecii Naționale

DAN, DANIEL

Construcții civile: elemente de proiectare / asist.ing. Dan Daniel, asist.ing. Silviu Secula, asist.ing. Luminița Fekete-Nagy - Timișoara: Editura Politehnica, 2001

300 p. ; 24 cm. - (Student)

Bibliogr.

ISBN 973-8247-48-9

I. Secula, Silviu

II. Fekete-Nagy, Luminița

624

Asist. ing. Daniel Dan

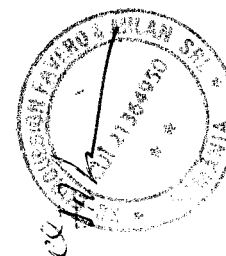
Asist. ing. Silviu Secula

Asist.ing. Luminița Fekete-Nagy

CONSTRUCȚII CIVILE

ELEMENTE DE PROIECTARE

Colecția "STUDENT"



EDITURA POLITEHNICA
TIMIȘOARA - 2001

Copyright © Editura Politehnica, 2001

Toate drepturile sunt rezervate editurii. Nici o parte din această lucrare nu poate fi reprodusă, stocată sau transmisă prin indiferent ce formă, fără acordul prealabil scris al Editurii Politehnica.

EDITURA POLITEHNICA

Bv. Republicii nr. 9

1900 Timișoara, România

Tel. 056/293.570

Fax 056/190.321

Consilier editorial: Prof.dr.ing. Sabin IONEL

Bun de imprimat: 30.10.2001

Coli de tipar: 19

C.Z.U. 624

ISBN 973 - 8247 - 48 - 9

Tiparul executat sub comanda nr. 288
la Centrul de Multiplicare al Universității "Politehnica" din Timișoara

PREFAȚĂ

Activitatea de proiectare în construcții presupune asigurarea unui nivel calitativ conform cu toate reglementările în vigoare.

Lucrările de proiectare desfășurate de colectivele de specialitate trebuie să corespundă standardelor în vigoare și implicit unui sistem al calității impus în birourile de proiectare. Lucrarea prezintă modul de alcătuire a unui proiect conform standardelor în vigoare din faza de concept până în faza de proiect tehnic și D.D.E.

Cartea de față vine în sprijinul studenților, doctoranzilor, subinginerilor și inginerilor implicați în activități de proiectare. Pentru o proiectare cât mai corectă dar totodată sigură și economică se dau explicații complete cu comentarii și exemple de calcul.

Structurată pe zece capitole distincte lucrarea prezintă fazele de abordare a unui proiect, de la concepție la execuție. Elaborarea lucrării s-a făcut după ultimile detalii furnizate de standarde, normative și legi, precum și după indicațiile literaturii de specialitate moderne.

Lucrarea cuprinde două părți principale:

- elementele necesare elaborării planurilor de arhitectură (reprezentări, detalii dotări);

- elementele necesare alcătuirii și proiectării elementelor de construcții (acoperișuri, planșee, scări, pereți, fundații etc).

Pentru unele dintre elementele prezentate sunt precizate în paralel, pe lângă metodele curente de proiectare, aflate la îndemâna oricărui proiectant și metode moderne de proiectare asistate de calculator.

Ultimul capitol abordează problema autorizării construcțiilor conform reglementărilor în vigoare la data redactării și oferă toate detaliile necesare privind documentațiile ce trebuie întocmite pentru autorizarea lucrărilor de construcții.

Autorii aduc mulțumirile lor tuturor celor care i-au sfătuit sau ajutat la întocmirea materialului și sunt recunoscători celor care vor binevoi să studieze cu atenție acest material și să contribuie la îmbunătățirea lui.

Timișoara,
Septembrie 2001

Autorii

CUPRINS

PREFAȚĂ	5
CUPRINS	7
CAP.1 INTRODUCERE	
1.1 Principii de bază în proiectare	9
1.2 Elemente de proiectare funcțională a construcțiilor civile	9
1.3 Noțiuni despre desen	13
CAP.2 ÎNTOCMIREA PLANȘELOR DE ARHITECTURĂ	
2.1 Planuri orizontale	19
2.2 Secțiuni verticale	31
2.3 Fațade	34
2.4 Plan acoperiș	35
2.5 Plan de situație	37
CAP.3 ACȚIUNI ÎN CONSTRUCȚII	
3.1 Generalități	39
3.2 Încărcări permanente	42
3.3 Încărcări utile	54
3.4 Încărcări date de pereții despărțitori	56
3.5 Încărcări din zăpadă	58
3.6 Încărcări din vânt	63
CAP.4 ACOPERIȘURI TIP ȘARPANTE DIN LEMN	
4.1 Generalități	70
4.2 Învelitori. Pantele învelitorilor	70
4.3 Soluții constructive pentru șarpante	74
4.4 Elementele componente ale șarpantelor. Materialul lemnos și caracteristicile acestuia	90
4.5 Șarpante din lemn. Plan învelitoare. Plan șarpantă	97
4.6 Prevederi generale pentru calculul elementelor din lemn	100
4.7 Calculul elementelor componente ale șarpantelor	112
4.8 Exemplu de calcul și alcătuire a unei șarpante din lemn	121
CAP. 5 PLANȘEE CURENTE DIN PLĂCI ȘI GRINZI DE BETON ARMAT	
5.1 Introducere	138
5.2 Prevederi generale	139
5.3 Calculul static	143
5.4 Determinarea ariilor de armătură în secțiunile caracteristice	156
5.5 Exemplu de calcul și alcătuire a unui planșeu	168

CAP. 6 SCĂRI DE BETON ARMAT MONOLIT	
6.1 Generalități	185
6.2 Calculul scărilor	188
CAP. 7 ALCĂTUIREA STRUCTURILOR DIN ZIDĂRIE	
7.1 Prevederi generale de alcătuire	193
7.2 Alcătuirea pereților din zidărie portantă	198
7.3 Alcătuirea pereților neportanți din zidărie	210
7.4 Verificarea structurilor din zidărie portantă la încărcări gravitaționale	212
7.5 Exemplu de verificare a pereților din zidărie la sarcini gravitaționale	220
CAP. 8 ELEMENTE DE PROIECTARE A FUNDAȚIILOR	
8.1 Elemente generale de calcul și proiectare a fundațiilor	231
8.2 Calculul terenului de fundare pe baza presiunilor convenționale	236
8.3 Fundații continue din beton simplu	240
8.4 Fundații izolate din beton și beton armat	249
8.5 Exemplu de dimensionare a unei fundații continue sub ziduri	256
CAP. 9 DETALII DE EXECUȚIE	
9.1 Detalii de pardoseli	261
9.2 Detalii de finisaje la trepte de beton	270
9.3 Detalii de hidroizolații la elemente de construcții	271
CAP. 10 AUTORIZAREA CONSTRUCȚIILOR	
10.1 Prevederi legale privind autorizarea construcțiilor	276
10.2 Conținutul cadru al proiectului pentru autorizarea lucrărilor de construcții	279
BIBLIOGRAFIE	298

CAP 1. INTRODUCERE

1.1 PRINCIPII DE BAZĂ ÎN PROIECTARE

Materializarea concepției despre o construcție de orice fel, constă în elaborarea unui "proiect" pentru aceasta, adică a unui ansamblu de piese scrise și desenate, pe baza cărora construcția se poate executa în condiții care să-i asigure rezistență, stabilitate, durabilitate și siguranță în exploatare, o bună funcționalitate, aspect arhitectural corespunzător, un înalt grad de utilitate economică și socială.

Construcția proiectată trebuie să creeze condiții normale de muncă și viață pentru cei care o folosesc, să răspundă pe deplin scopului pentru care a fost realizată.

Prin proiectare trebuie să se evite supradimensionările, să se reducă la strictul necesar suprafețele și volumele construite, să se asigure utilizarea eficientă a resurselor materiale și de forță de muncă în execuție, să se adopte soluții arhitecturale care să conducă la structuri de rezistență ordonate și omogene.

1.2 ELEMENTE DE PROIECTARE FUNCȚIONALĂ A CONSTRUCȚIILOR CIVILE

La proiectarea construcțiilor civile este important să se țină seama de o serie de cerințe funcționale și tehnice. Dintre acestea cele mai importante sunt:

- cerințe psiho-fiziologice – acustica, higrotermica, iluminatul, puritatea aerului, radiațiile, estetica, ambianța socială, siguranța la acțiuni mecanice, protecție contra incendiilor, accesul la căile de comunicații;
- cerințe sociologice – adaptarea spațiului de locuit și ansamblului construcției la viața individului și a familiei, sau în interesul colectivității;
- cerințe economico-organizatorice – cost – indici tehnico-economici;
- cerințe tehnice – durabilitate, rezistență, stabilitate, uzură.

Iluminarea naturală a clădirilor se asigură prin ferestre și luminatoare amplasate în pereți sau acoperișuri și depinde de anotimp, ora din zi, orientarea față de punctele cardinale, mărimea și caracteristicilor constructive ale ferestrelor și distanța dintre clădirile învecinate.

Orientarea clădirii față de punctele cardinale este deosebit de importantă pentru obținerea unui nivel de intensitate a iluminării naturale (lumina de zi), cât mai favorabil diverselor activități umane.

La latitudinea țării noastre, estul este caracterizat prin dimineți puternic însorite, aproape în tot timpul anului, cu încălzire plăcută vara, dar cu cea mai mare răcire iarna; sudul reprezintă orientarea cea mai bună pentru principalele încăperi ale unei clădiri, deoarece soarele este vara, la prânz cel mai sus pe cer, favorizând în general o însorire îndelungată; vestul este caracterizat printr-o însorire agresivă în orele după-amiezii, iar

la nord soarele nu pătrunde niciodată în încăperi, lumina fiind din această cauză uniformă în tot cursul anului, iar temperatura mai scăzută în general.

Pornind de la aceste caracteristici orientarea optimă a încăperilor clădirilor de locuit este următoarea:

- direcția SE (sud-est) – dormitoare, camere de lucru, sufragerie, birouri;
- direcția SV (sud-vest) – joc copii, sala de mese, camera de zi, sală de lectură;
- direcția NE (nord-est) – ateliere, depozite, bucătării, anexe pentru prepararea hranei;
- direcția NV (nord-vest) – intrări, vestibule, degajamente, circulație, baie, grupuri sanitare, spălătorie, garaj.

La clădirile civile, la încăperile la care se apreciază că iluminarea nu este riguros legată de destinația încăperii, dimensionarea golurilor de lumină (ferestre, uși, uși balcon) se poate face pe baza raportului dintre suprafața golurilor ferestrelor și suprafața pardoselii încăperii conform tabelului 1.1.

Tabelul 1.1

Destinația încăperilor la clădirile de locuit	Raportul dintre suprafața golurilor ferestrelor și suprafața pardoselii încăperii
- camere de zi și dormitoare	1/6 ... 1/8
- băi, bucătării, spălătorii și uscătorii	1/8 ... 1/10
- casa scăriilor	1/10 ... 1/14

În cazul locuințelor unifamiliale, amplasate în clădiri cu suprafață construită relativ mică și regim de înălțime redus (parter sau parter și etaj), se recomandă ca încăperile să fie orientate astfel încât să aibă însorire maximă.

În figura 1.2 este prezentat un exemplu de schemă funcțională a unei locuințe unifamiliale.

Pentru o locuință unifamilială componentele uzuale sunt următoarele:

- camera de zi – are o serie de funcțiuni legate de viața familială (cameră de lucru, alimentație, odihnă, lectură); camera de zi se poate completa cu un balcon sau logie;
- dormitorul – este încăperea care asigură odihna locatarilor. Suprafața recomandată pentru un dormitor este de 14 - 16m²;

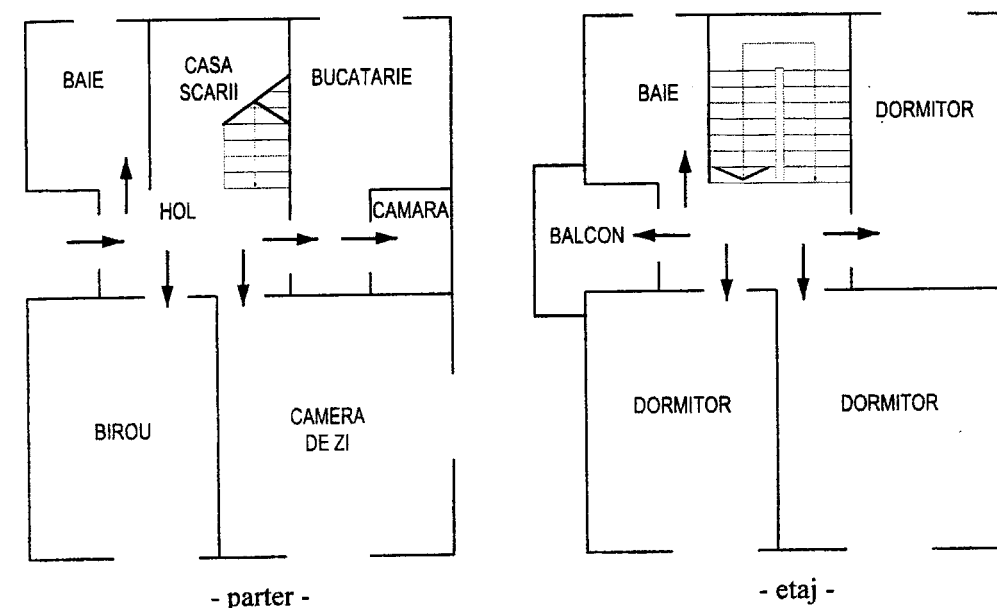


Figura 1.2 – Schema funcțională a unei locuințe unifamiliale P+1E

- baia (grupul sanitar) – trebuie să fie dotată cu cadă de baie, lavoar (chiuvetă), vas de closet și accesoriiile necesare; dimensiunile băii se obțin prin amplasarea obiectelor sanitare în diferite poziții ținând cont de distanțele minime admise între ele [30].

Suprafața recomandată pentru o baie este de 6 m².

Băile pot fi ventilate direct prin ferestre sau indirect prin canale de ventilație.

- bucătăria – este destinată pentru pregătirea hranei și uneori pentru servirea mesei în familie. Bucătăria este dotată obligatoriu cu chiuvetă de bucătărie sau spălător de vase, mașină de gătit, dulap pentru veselă, masă etc. Suprafața recomandată pentru bucătărie este de 8 - 10 m²;

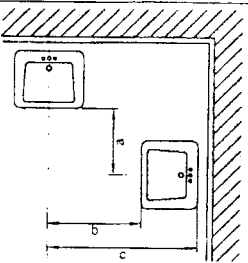
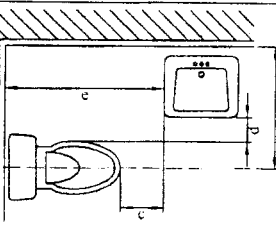
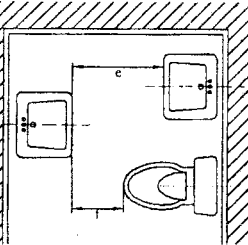
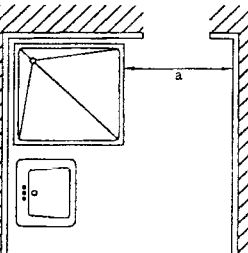
- camera – este un spațiu de depozitare care se amplasează în bucătărie sau în imediata vecinătate a acesteia;

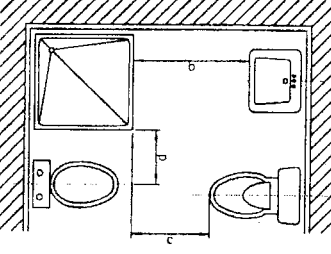
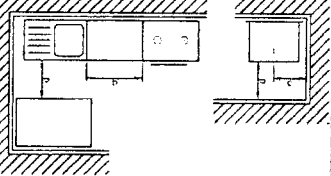
- holurile, vestibulele, sasurile – sunt spații de circulație dimensionate din condiția de circulație comodă și de manevrare a mobilierului.

Distanțele minime pe orizontală de amplasare a obiectelor sanitare în băi și bucătării sunt prezentate în tabelul 1.2.

Tabelul 1.2

Tabloul 1.1.

Distanța se măsoară		Distanțe minime [mm]		Observații, schemă
de la	până la	fără spațiu de circulație pe lângă persoana care folosește obiectul sanitar	cu spațiu de circulație pe lângă persoana care folosește obiectul sanitar	
- axa lavoarului	- perete lateral	450	1050	
	- axa altui lavoar	700	-	
	- fața frontală a lavoarului de pe alt perete	a = 50 b = 1000	-	
- fața laterală a lavoarului	- fața frontală a closetului sau bideului	c > 600 a = 400	-	Pentru a > 1000, c ≥ 450 
- fața frontală a lavoarului	- fața laterală a closetului sau bideului	d = 240...0,4 c pt. c = 0... 600 d = 500 e < 600	-	
- fața frontală a lavoarului	- peretele opus	600	1100	
	- fața frontală a altui lavoar	e = 1200	e = 1200	
	- fața frontală a closetului sau bideului	f = 500	-	
- fața laterală a lavoarului	- axa closetului sau bideului	400	-	
- buza căzii de duș	- perete	0	a = 600	

Distanța se măsoară		Distanțe minime [mm]		Observații, schemă
de la	până la	fără spațiu de circulație pe lângă persoana care folosește obiectul sanitar	cu spațiu de circulație pe lângă persoana care folosește obiectul sanitar	
- buza căzii de duș	- fața frontală a lavoarului	b = 500	-	
	- fața frontală a closetului, bideului	c = 400	-	
	- axa closetului sau bideului	d = 300	-	
- axa căzii de duș	- perete (la cabine individuale)	450	-	
- fața laterală a chiuvetei	- mașina de gătit	b = 350	-	
- axa chiuvetei sau spălătorului	- perete	c = 400	-	
- fața frontală a spălătorului sau chiuvetei	- perete sau mobilier	d = 600	1100	

1.3 NOȚIUNI DESPRE DESEN

Formate pentru desen

Pentru executarea desenelor de construcții se utilizează formate standardizate [47], conform tabelului 1.3 în care sunt trecute și dimensiunile chenarului.

În cazul în care nu se poate folosi unul din formatele standard din cauza dimensiunilor mari ale clădirii ce se proiectează se admite folosirea unor formate prelungite denumite formate alungite speciale și formate alungite excepționale.

Tabelul 1.3

Simbol Format	Dimensiunile formatului [mm]	Distanța între chenar și marginea formatului	
		La latura de îndosariere	La celelalte laturi
A0	841 x 1189	20	5
A1	594 x 841	20	5
A2	420 x 594	20	5
A3	297 x 420	20	5
A4	210 x 297	20	5

Formatele alungite speciale sunt formate de preferință a doua, obținute prin alungirea dimensiunii de bază astfel încât lungimea formatului alungit să fie multiplu întreg de lățimea formatului de bază ales. În tabelul 1.4 sunt prezentate câteva formate alungite speciale.

Tabelul 1.4

Simbol format alungit	Dimensiunile formatului [mm]
A3 x 3	420 x 891
A3 x 4	420 x 1189
A4 x 3	297 x 630
A4 x 4	297 x 841
A4 x 5	297 x 1051

Formatele alungite excepționale sunt formate de preferință a treia, obținute prin alungirea dimensiunii de bază astfel încât lungimea formatului alungit să fie multiplu întreg de lățimea formatului de bază ales. În tabelul 1.5 sunt prezentate câteva formate alungite excepționale.

Tabelul 1.5

Simbol format alungit excepțional	Dimensiunile formatului [mm]
A0 x 2	1189 x 1682
A0 x 3	1189 x 2523
A1 x 3	841 x 1783
A1 x 4	841 x 2378
A2 x 3	594 x 1261
A2 x 4	594 x 1682
A2 x 5	594 x 2102

A3 x 5	420 x 1486
A3 x 6	420 x 1783
A3 x 7	420 x 2080
A4 x 6	297 x 1261
A4 x 7	297 x 1471
A4 x 8	297 x 1682
A4 x 9	297 x 1892

Scări pentru desen

Scara este raportul între dimensiunea liniară a reprezentării unui segment al unui obiect pe un desen original și dimensiunea liniară reală a segmentului corespunzător obiectului însuși. Acest raport se exprimă sub forma $1 : 1$, $1 : X$, $X : 1$.

După cum se observă acestea sunt de trei tipuri: de mărire, de mărime naturală și de micșorare. Scările de reprezentare uzuale utilizate în desenul tehnic pentru construcții sunt prezentate în tabelul 1.6.

Tabelul 1.6

Scări de mărire	50 : 1	20 : 1	10 : 1
	5 : 1	2 : 1	
Scară de mărime naturală	1 : 1		
Scări de micșorare	1 : 2	1 : 5	1 : 10
	1 : 20	1 : 50	1 : 100
	1 : 200	1 : 500	1 : 1000
	1 : 2000	1 : 5000	1 : 10000

În cazuri justificate și numai dacă este necesar se pot folosi și scările rezultate din cele indicate în tabel prin înmulțirea cu 10^n ($n=1,2,3,\dots$) a număratorului (în cazul scărilor de mărire) sau numitorului (în cazul scărilor de micșorare).

Scara desenului se alege funcție de complexitatea și dimensiunile obiectivului de reprezentat și de destinația desenului respectiv. Ea trebuie să fie suficient de mare pentru a permite interpretarea corectă a datelor furnizate de desenul respectiv. Scara și dimensiunile obiectului de reprezentat influențează alegerea formatului de desen. Scara desenului se înscrie în indicator la rubrica corespunzătoare.

În cazul în care pe un desen sunt utilizate mai multe scări de reprezentare, scara fiecărei reprezentări se indică lângă sau sub notarea reprezentării respective.

Indicatorul pentru desen

Indicatorul desenului de construcții are forma dreptunghiulară și este amplasat în colțul din dreapta jos al planșei, alipit de chenar, cu latura lungă paralelă cu baza formatului, completat cu datele necesare identificării desenului [30].

Indicatorul are trei mărimi:

- indicator mare (figura 1.3), folosit la desenele în format mai mare decât A3;
- indicatorul mic (figura 1.4), folosit la desenele în format $\leq$ A3;
- indicatorul îngust (figura 1.5), folosit la desenele proiectelor și detaliilor tip care se multiplică și prin tipar.

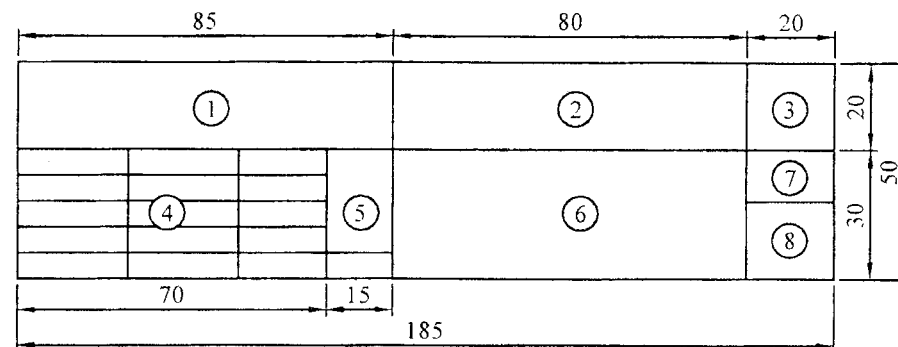


Figura 1.3 – Indicatorul mare

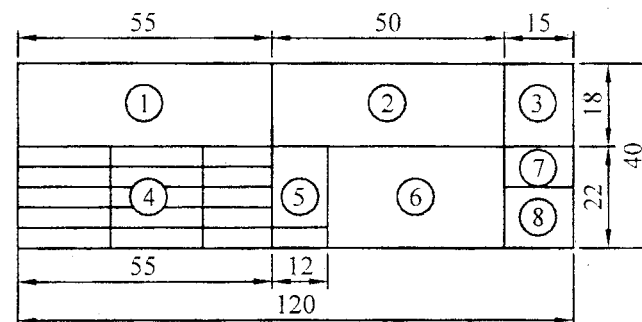


Figura 1.4 – Indicatorul mic

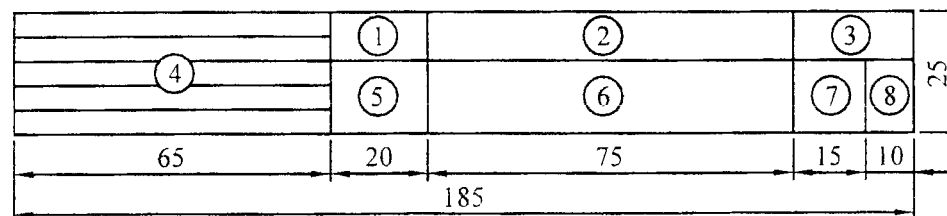


Figura 1.5 – Indicatorul îngust

Modul de completare a căsuțelor indicatorului se face conform indicațiilor din tabelul 1.7.

Tabelul 1.7

Căsuța	Elementele care se înscriu	Observații
1	Denumirea sau inițialele instituției proiectante și eventual subunitatea sa	-
2	Denumirea proiectului, locul construcției și numele beneficiarului iar la indicatorul îngust: denumirea proiectului tip (obiectivului), iar la detalii tip grupa din care fac parte	Denumirea și indicativul proiectelor rămân neschimbate în toate desenele aceluiași proiect
3	Indicativul (numărul) proiectului	
4	În cele trei coloane se vor scrie: calitatea (proiectat, desenat, verificat, control STAS, aprobat), numele în clar și semnătura persoanelor în cauză	Liniatura căsuței – numărul rândurilor se stabilește după necesitate
5	Scara sau scările desenului, iar dedesubt data întocmirii sau a predării proiectului	Atunci când este cazul scara sau scările grafice se figurează deasupra indicatorului
6	Denumirea obiectului (în cazul în care proiectul cuprinde mai multe obiecte) și titlul planșei	-
7	Faza de proiect	-
8	Indicativul, respectiv numărul de ordine al planșei în cadrul proiectului în care este folosit	-

OBSERVAȚII

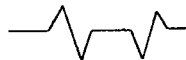
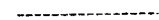
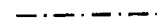
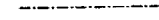
1. Mențiunea "înlocuiește planșa nr. ..." se trece, dacă este cazul, deasupra indicatorului.
2. Vizele de aprobare, autorizare, ștampilare, timbre și eventuale observații sau indicații speciale necuprinse în căsuțe se vor trece pe desen în stânga indicatorului, dar cât mai aproape de el
3. Modificările, observațiile și adnotările se vor înscrie deasupra indicatorului pe o fâșie limitată de lungimea acestuia. Spațiul ocupat va fi alipit de indicator, folosind o liniatură după necesități.

La întocmirea desenelor de construcții se folosesc tipuri și grosimi de linii conform tabelului 2.5. Grosimea de bază "b" se alege în funcție de mărimea și natura desenului între 0,4 ... 2 mm.

Clasa de grosime se simbolizează printr-o cifră astfel:

- linia groasă (b) prin cifra 1;
- linia mijlocie (aproximativ b/2) prin cifra 2;
- linia subțire (aproximativ b/4) prin cifra 3.

Tabelul 1.8

Tipul liniei			Destinația
Continuă (C)	Groasă (C1)		Contururi de secțiuni, tabele, chenare pentru desene
	Mijlocie (C2)		Contururi și muchii nevăzute în vederi și secțiuni Curbe de nivel principale Construcții geometrice
	Subțire (C3)		Linii de cotă, linii ajutătoare de cotă, hașuri, axe de goluri la uși și ferestre, linii de referire sau indicație pentru cote, notări sau observații scrise pe desen, curbe de nivel curente
	Subțire cu zig-zag (C3)		Linii de ruptură și întreruperi
	Subțire ondulată (C3)		Linii de ruptură și întreruperi
Întreruptă (I)	Mijlocie (I2)		Contururi și muchii acoperite de alte elemente
	Subțire (I3)		Părți situate în fața planului de secționare
Linie - punct (P)	Mijlocie (P2)		Orice fel de axe, cu excepția axelor indicate la C3 și P3
	Subțire (P3)		Axele geometrice ale pieselor componente Trasee de secționare Linii de întrerupere

OBSERVAȚII

1. Se pot utiliza și alte tipuri de linii cu obligația să se specifice pe desen semnificația lor
2. Liniile-punct încep și se termină cu segmente de linie; întretărirea liniilor-punct se face numai prin segmente

CAP 2. ÎNTOCMIREA PLANȘELOR DE ARHITECTURĂ

2.1 PLANURI ORIZONTALE

Secțiunea orizontală făcută printr-o construcție la un nivel caracteristic se numește plan. Planurile orizontale se fac "cu vedere", ceea ce înseamnă că pe lângă reprezentarea cu linii mai groase a ceea ce este secționat se reprezintă cu linii mai subțiri ceea ce vedem când privim în jos, aceasta pentru o mai bună înțelegere a desenului (parapetul ferestrelor, praguri de uși, scări, etc.).

La o clădire cu mai multe niveluri se vor întocmi planurile orizontale la fiecare nivel sau, dacă nivelurile coincid ca alcătuire, se va întocmi un plan nivel curent precizându-se cotele la care acest plan trebuie repetat.

Axe și pereți

Desenarea planurilor orizontale se începe prin stabilirea axelor clădirii proiectate ținându-se cont în același timp de tipul structurii de rezistență.

La clădirile de locuit cu regim mic de înălțime (2 ... 3 niveluri) structurile utilizate în mod obișnuit sunt cele cu pereți de rezistență din zidărie portantă. Pereții acestui tip de structuri se pot realiza din cărămidă presată plină, cărămidă eficientă, beton celular autoclavizat (BCA), blocuri de beton pentru zidării etc.

Poziția axelor și grosimile pereților de rezistență la structurile din zidărie portantă este dată în tabelul 2.1. Axele se desenează cu linie-punct subțire. La intersecția pereților de rezistență (colțuri, ramificații etc) aceștia se realizează prin țeserea cărămizilor, reprezentarea pe desen făcându-se ca în figura 2.1.

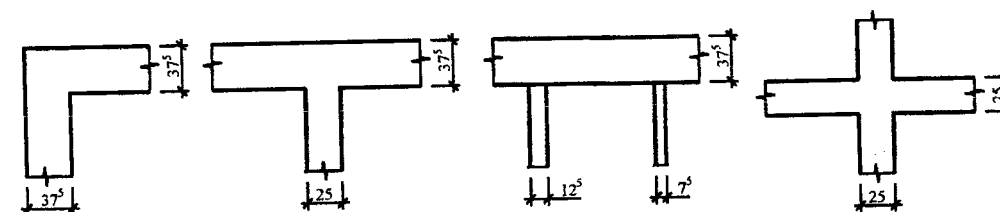
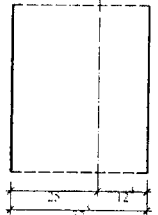
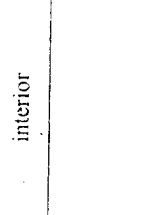
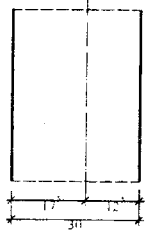
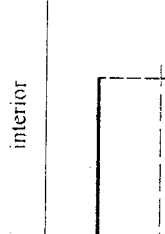
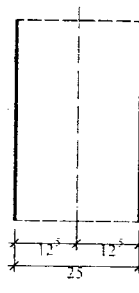
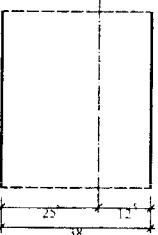
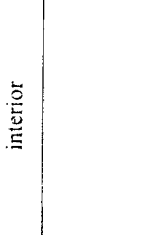


Figura 2.1 – Reprezentarea intersecțiilor, colțurilor și ramificațiilor la pereți

Pereții despărțitori din zidărie de cărămidă plină utilizați pentru compartimentare pot avea grosimea de 12⁵ cm atunci când au suprafață mai mare de 9 m², când pe ei sunt amplasate obiecte sanitare sau când este necesară o mai bună izolare fonică și de 7⁵ cm când suprafața lor este mai mică de 9 m² și nu au amplasate pe ei obiecte sanitare. În cazul utilizării de blocuri ceramice tip POROTHERM pereții

despărțitori sunt de 10 cm. Pereții despărțitori nu au axe și se separă de pereții de rezistență (figura 2.1).

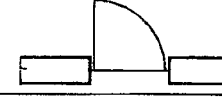
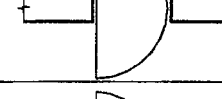
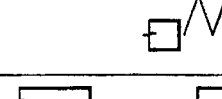
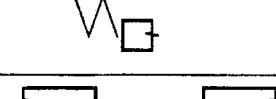
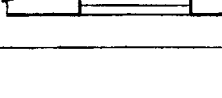
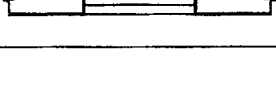
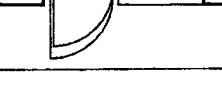
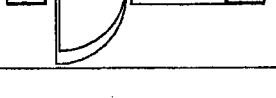
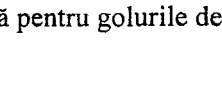
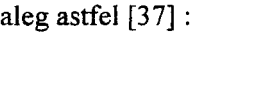
Tabelul 2.1

Tipul de perete	Grosimea peretelui exterior de rezistență [cm]	Grosimea peretelui interior de rezistență [cm]	Poziția axului	
			perete exterior	perete interior
Pereți din cărămidă presată plină	37 ⁵	25		
Pereți din cărămidă eficientă sau blocuri ceramice tip POROTHERM 30	30	25		
Pereți din blocuri de beton pentru zidării	37 ⁵ ; 30	25	similar cu cei de cărămidă plină sau eficientă	
Pereți din blocuri ceramice tip POROTHERM 38	38; 30	25		

Goluri pentru uși și ferestre

Pe planurile orizontale, după reprezentarea pereților de rezistență și despărțitori se reprezintă golurile pentru uși și ferestre, suprafața necesară a ferestrelor rezultând din necesitatea asigurării unui iluminat natural corespunzător cum s-a arătat în cap. 1. În general golurile ușilor și ferestrelor sunt standardizate. Modul de reprezentare al ușilor și ferestrelor este indicat în tabelul 2.2.

Tabelul 2.2

Denumire	Reprezentare convențională	
	cu 1 canat	cu 2 canaturi
Uși simple, fără prag		
Uși simple, cu prag		
Uși duble sau cuplate cu deschidere în același sens, cu prag		
Uși batante		
Uși (glasvanduri) cu părți laterale fixe		
Uși (glasvanduri) în 3 și 4 canaturi		
Ușă armonică		
Uși glisante		
Ferestre simple, fără și cu urechi		
Ferestre duble, fără și cu urechi		
Uși ferestre duble sau cuplate, fără și cu urechi		

Dimensiunile de bază pentru golurile de uși se aleg astfel [37] :

- orizontale, lățimea L , având valori multiple de 10 cm începând de la 70 cm până la 100 cm și multiplu de 30 cm începând de la 120 cm;
- verticale, înălțimea H , având valori multiplu de 10 cm începând de la 190 cm până la 240 cm.

Dimensiunile de bază pentru golurile de ferestre se aleg astfel [37]:

- orizontale, lățimea L , având valori multiplu de 30 cm începând de la 60 cm;
- verticale, înălțimea H , având valori multiplu de 30 cm începând de la 60 cm.

În mod convențional, în plan se indică toate golurile chiar dacă datorită poziției lor, planul de secționare ales nu le intersectează. Pentru a se indica poziția lor, pe înălțime, se notează la interior înălțimea parapetului (înălțimea peretelui de sub gol, măsurată de la cota pardoselii).

Ușa de intrare în clădire se deschide spre exterior (conform normelor de pază contra incendiilor). Ușile de intrare în camere se vor deschide astfel ca la intrare să se aibă ca priveliște întreaga încăpere, iar traiectoria descrisă la deschidere să nu se intersecteze cu traiectoria altor uși.

Reprezentarea scărilor. Calculul funcțional al casei scărilor

Scara este elementul care asigură circulația pe verticală între nivelurile clădirii, precum și evacuarea persoanelor din clădire în caz de pericol (incendii, cutremur etc.). Scara principală are un dublu rol și în consecință la stabilirea dimensiunilor ei trebuie să țină seama de toate prescripțiile referitoare la asigurarea circulației comode pe verticală și accesul spre exterior în timpul cel mai scurt și în condiții de siguranță deplină.

În planurile orizontale se desenează porțiunea de scară ce se vede direct sub planul de secționare. Linia care arată la ce înălțime față de pardoseală a fost secționată scara se numește linie de secționare și este reprezentată printr-o linie ce face 45° cu peretele care mărginește rampa în direcția sensului de urcare. La desenarea scărilor se indică sensul de urcare prin linia pașilor prevăzută cu un cerculeț la plecare și o săgeată la celălalt capăt.

Pentru a putea reprezenta scara în plan orizontal este necesar să se stabilească tipul scărilor și dimensiunile pentru trepte și rampe, ceea ce în practica inginerescă se numește calculul funcțional al casei scărilor.

În cazul clădirilor de locuit la care aria nivelului este până la $200-300 \text{ m}^2$ se admite o singură cale de evacuare. În celelalte cazuri sunt necesare două sau mai multe căi de evacuare. În toate cazurile scara se amplasează în casa scărilor, care trebuie să fie pe cât posibil iluminată direct și ventilată natural.

Pentru a se asigura funcțiunile unei scări se stabilesc dimensiunile principale ale acesteia. Dimensiunile funcționale ale unei scări (figura 2.2) sunt:

- lățimea rampei și a podestului (l_r , l_p);
- înălțimea și lățimea treptei (h_{tr} , b_{tr});
- numărul de trepte (n);
- distanța liberă între rampe (d);

- înălțimea balustradelor ($h_{balustradă}$);
- înălțimea liberă a scării (a).

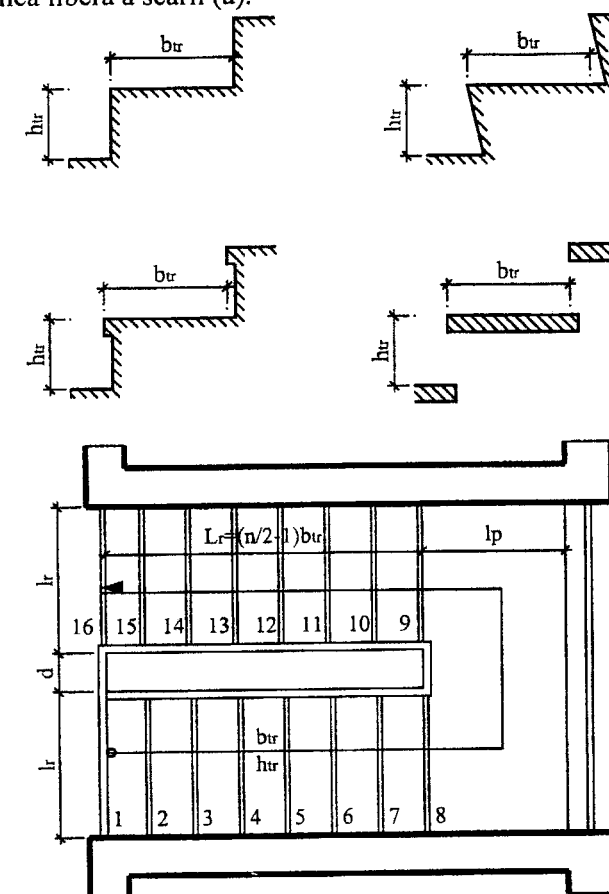


Figura 2.2 – Dimensiuni funcționale ale unei scări cu două rampe paralele

Stabilirea lățimii rampei (l_r) și a podestului (l_p) se face în concordanță cu normele privind evacuarea în caz de incendiu. Lățimea liberă minimă a rampelor drepte și a podestelor la scări se stabilește în funcție de destinația clădirii și tipul scărilor (principală sau secundară). Lățimea rampelor de scară se măsoară între perete și balustradă sau între două balustrade ale aceleiași rampe.

La clădirile de locuit lățimea rampei și a podestului se alege conform tabelului 2.3 [35], lățimea rampei corelându-se cu cea determinată din condiția de evacuare a fluxurilor de oameni din clădire.

La scările utilizate de mai mult de 5 persoane, lățimea rampei se determină din tabelul 2.4, în funcție de numărul de fluxuri necesare pentru evacuare. Prin flux de persoane se înțelege raportul dintre numărul de persoane care trebuie să treacă prin

calea de evacuare (determinat pentru etajul cel mai aglomerat) și capacitatea de evacuare a unui flux (la clădiri de locuit cca. 90 pers). Pentru a se asigura un flux continuu lățimea podestului (l_p) unei scări trebuie să fie cel puțin egală cu lățimea rampei (l_r).

Tabelul 2.3

Destinația construcției (clădirii)		Lățimea liberă, minimă* a rampelor și podestelor în [m], pentru scări	
		principale	secundare
Clădiri de locuit	maxim 2 niveluri	0,95	0,90**
	3 ... 5 niveluri	1,05	
	6 ... 8 niveluri	1,20	
	9 sau mai multe niveluri	1,25	

OBSERVAȚII

*Se admite reducerea lățimii libere cu max. 5 cm (în fiecare parte) reprezentând grosimea mâinii curente a balustradei scărilor.

**La scările secundare ale clădirilor de locuit, lățimea rampelor și podestelor poate fi de 0,85 m, în cazul apartamentelor grupate la scară

Tabelul 2.4

Nr. de fluxuri	Lățimea l , necesară [m]
1	0,90 ... 1,00
2	1,10 ... 1,20
3	1,60 ... 1,70
4	2,10 ... 2,20
5	2,50 ... 2,70

Alegerea înălțimii treptei (h_{tr}) se face în funcție de destinația clădirii (clădire de locuit, social-culturală etc.) și de tipul de scară al clădirii (principală sau secundară).

În funcție de înălțimea treptelor scările se pot clasifica în:

- scări cu trepte joase, $h_{tr} < 16,5$ cm (utilizate la intrările în clădiri);
- scări cu trepte obișnuite, $h_{tr} = 16,6 \dots 17,5$ cm (utilizate la scările curente);
- scări cu trepte înalte, $h_{tr} = 17,6 \dots 22,5$ cm (scări secundare, scări de acces la subsol);
- scări cu trepte abrupte, $h_{tr} = 22,6 \dots 30$ cm (acces pod, terase necirculabile, spații tehnice, scări foarte puțin circulate).

Înălțimile de treaptă pe aceste intervale se aleg din 0,1 în 0,1 cm.

Lățimea treptei (b_{tr}) pentru scările cu trepte obișnuite se stabilește din condiția de circulație comodă pe scară, între aceasta și înălțimea treptei (h_{tr}) existând următoarea relație [47]:

$$2 \cdot h_{tr} + b_{tr} = 62 \dots 64 \text{ cm} \quad (2.1)$$

Treptele ce aparțin aceleiași rampe trebuie să aibă aceeași înălțime pe toată desfășurarea.

La scările cu rampe curbe sau cu trepte balansate se au în vedere următoarele:

- linia pasului pe care se măsoară în proiecție orizontală lățimea treptelor (b_{tr}) se consideră la distanța de max. 50 cm de la mâna curentă spre arcu mic al curbei, pentru treptele cu lungime până la 1 m și de max. 60 cm pentru cele cu o lungime mai mare de 1 m;
- balansarea se repartizează pe un număr suficient de mare de trepte, astfel încât lățimea lor să fie de min. 12 cm în partea cea mai îngustă și de $b_{tr} + 20$ cm în partea cea mai lată, măsurată pe o paralelă la linia pasului (figura 2.3);
- lățimea porțiunilor de scară cu trepte balansate sau rampe curbe, la care unghiul de rotire este mai mare de 45° , trebuie să fie de minim 1,20 m.

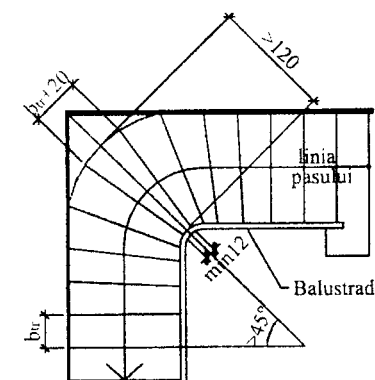


Figura 2.3 – Scară cu trepte balansate

Numărul de trepte (n), pe înălțimea unui nivel se determină cu relația:

$$n = \frac{H_{etj}}{h_{tr}} \quad (2.2)$$

Înălțimea etajului H_{etj} reprezintă distanța dintre cotele finite a două niveluri consecutive (figura 2.4). Aceasta se va alege astfel încât împărțirea să se facă exact, iar la scările cu două rampe n să rezulte număr par.

Geometric înălțimea etajului se stabilește cu ajutorul formulei:

$$H_{etj} = H_{lib} + h_p + h_{pard} \quad (2.3)$$

în care:

H_{lib} – înălțimea liberă a etajului definită ca distanța dintre cota finită a pardoselii și tavanul aceleiași încăperi (la clădirile de locuit $H_{lib} \geq 2,55$ m);

h_p – grosimea plăcii de rezistență a planșeului (fără finisaje); la planșeele curente din plăci și grinzi de beton armat grosimea este de 10 – 12 cm;
 h_{pard} – grosimea pardoselii (funcție de destinația încăperii).

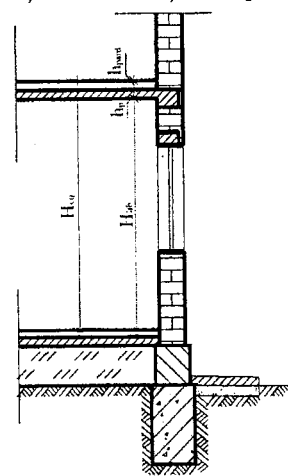


Figura 2.4 – Stabilirea înălțimii etajului

Distanța liberă dintre rampe (d) trebuie să fie $\geq 25\text{cm}$ din condiția de a putea conduce un furtun de incendiu.

Înălțimea parapetelor ($h_{balustradă}$) se stabilește din condiția de siguranță a circulației pe scară [48] (la clădirile de locuit aceasta are valoarea minimă de 0,80m);

Înălțimea liberă a scării (a) în cazul unor rampe paralele pe verticală (suprapuse) măsurată ca în figura 2.5 este de min. 2,00 m, în cazul scărilor principale și min. 1,90 m în cazul scărilor secundare [47]. Pentru scările care nu sunt destinate evacuării în caz de pericol, înălțimea (a) se poate reduce la 1,70 m atunci când alte considerente nu cer înălțimi mai mari.

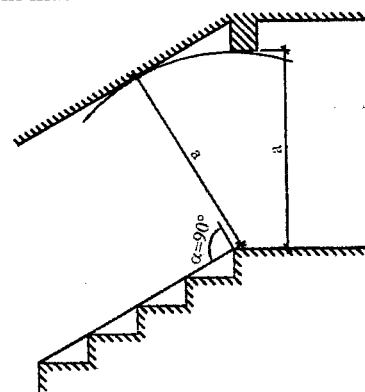


Figura 2.5 – Înălțimea liberă a scării

Se recomandă ca între nivelul parterului și cel al terenului să existe o diferență de nivel egală cel puțin cu înălțimea unei trepte.

Diferența maximă de nivel între parter și teren trebuie să țină seama de faptul că la clădirile amplasate la stradă se admit socluri de cel mult 90 cm de la nivelul trotuarului.

Cotarea desenului de construcții. Cotarea planurilor horizontale

Prin cotarea unui desen de construcții se înțelege înscrierea în acel desen a dimensiunilor parțiale și totale, necesare pentru determinarea precisă și clară a tuturor elementelor reprezentate.

Cotarea, conform prevederilor normelor în vigoare [30], [37], [47] și [48], trebuie făcută în așa fel încât să nu fie nevoie de calcule suplimentare pentru determinarea dimensiunilor elementelor reprezentate. Măsurarea directă pe desen nu poate servi drept bază pentru determinarea dimensiunilor necotate ale elementelor ce urmează a fi executate.

Linia de cotă indică lungimea sau unghiurile la care se referă cota și pe care se înscrie valoarea dimensiunii respective. Fiecare dimensiune are o linie de cotă corespunzătoare. Liniile de contur, axele, liniile ajutătoare și prelungirile lor nu pot fi utilizate ca linii de cotă. Liniile de cotă se trasează paralel cu dimensiunile la care se referă.

Distanța între două linii de cotă succesive, ca și distanța dintre linia de cotă cea mai apropiată și elementul cotat, va fi de minimum 7 mm. Poziționarea liniilor de cotă succesive se face începând cu linia pentru cotele parțiale, trasată în imediata apropiere a elementului și terminând cu linia pentru cota totală.

Liniile ajutătoare se folosesc pentru delimitarea porțiunilor cotate, în cazurile când linia de cotă nu taie conturul elementului. Liniile ajutătoare sunt perpendiculare pe liniile de cotă, pornesc de la conturul elementului reprezentat sau de la o distanță apropiată de acesta și depășesc liniile de cotă cu aproximativ 2 mm.

Cota propriu - zisă indică valoarea numerică a dimensiunii considerate, în unele cazuri ea putând fi exprimată printr-o literă.

Cotele se scriu imediat desupra liniei de cotă la aproximativ 1 mm distanță și pe cât posibil la mijlocul intervalului. Dacă distanța dintre extremitățile liniei de cotă este prea mică și nu permite scrierea cotei, aceasta va fi scrisă pe prelungirea liniei de cotă, respectiv în intervalul cotei vecine. În cazul unui șir de distanțe mici, cotele se scriu alternant, peste și sub linia de cotă, în dreptul unei linii de indicație.

Cotele înscrise nu trebuie să fie intersectate de linii din desen care pot împiedica citirea lor sau pot produce confuzii. Hașurile unui câmp și semnele convenționale se întrerup pentru scrierea cotelor.

Cotarea se face prin linii subțiri, iar delimitarea distanțelor se face prin puncte sau linii scurte înclinate la 45° .

Pe desenele de ansamblu, dacă specificul desenului nu are alte reglementări, cotele mai mari sau egale cu 1.00 m se indică cu două zecimale (chiar dacă acestea

sunt zero), iar cele mai mici de 1.00 m se indică în centimetri (25, 30 etc). Dacă trebuie indicați milimetri aceștia se înscriu sub formă de exponent (37^5 , 12^5 etc). Pe desenele de detaliu cotarea se poate face și în milimetri.

Pe desenele de ansamblu se înscriu cotele dimensiunilor nominale ale elementelor brute iar pe desenele de detaliu elementele se cotează cu dimensiunile de execuție (ex: grosimea pereților de cărămidă în desenele de ansamblu se cotează cu 7^5 , 12^5 , 25, 30, 37^5 etc., iar în desenele de detaliu se cotează 6^3 , 11^5 , 24, 29, 36^5).

La cotarea unui plan orizontal apar în general următoarele grupări de cote:

- cote exterioare;
- cote interioare.

Pentru cotarea exterioară se utilizează trei linii de cotă care se trasează continue de la un capăt la altul al clădirii, atât transversal cât și longitudinal.

Cotarea golurilor de uși din pereții exteriori se va face pe prima linie de cotă exterioară, pe acesta marcându-se poziția golului și lățimea golului / înălțimea golului. Pe linia a doua de cotă se dau distanțele între axele clădirii (pentru structurile din zidărie). Pe linia a treia de cotă se trece lungimea sau lățimea totală a clădirii.

Liniile prin care s-au trasat axele (linii-punct) se continuă până depășesc ultima linie de cotă. Axele de trasare ale construcției se notează cu cifre arabe și litere majuscule, înscrise în pătrate, cu latura de 6 ... 9 mm, după scara desenului. Axele transversale sau radiale ale unei construcții se notează cu cifre și axele longitudinale sau circulare cu litere.

La cotarea interioară se disting liniile de cotă continue, de la un capăt la altul al clădirii, pe care se marchează grosimea pereților intersectați și dimensiunea încăperii și liniile care cotează golurile de uși interioare. Acestea se cotează astfel ca să rezulte poziția față de peretele cel mai apropiat și lățimea golului / înălțimea golului.

Înălțimea la care încep golurile de ferestre (față de pardoseală), adică parapetul, se cotează în interior prin înscrierea $p = \dots$, înălțimea minimă a acestuia fiind de 80 cm.

În încăperi se va scrie destinația încăperii, tipul de pardoseală utilizat și suprafața în m^2 .

Cotarea scărilor reprezentate în planul orizontal trebuie să furnizeze informații suficiente pentru dimensiunile funcționale ale acestora.

Un exemplu privind alcătuirea și reprezentarea unor planuri orizontale este dat în figurile 2.6 - 2.7.

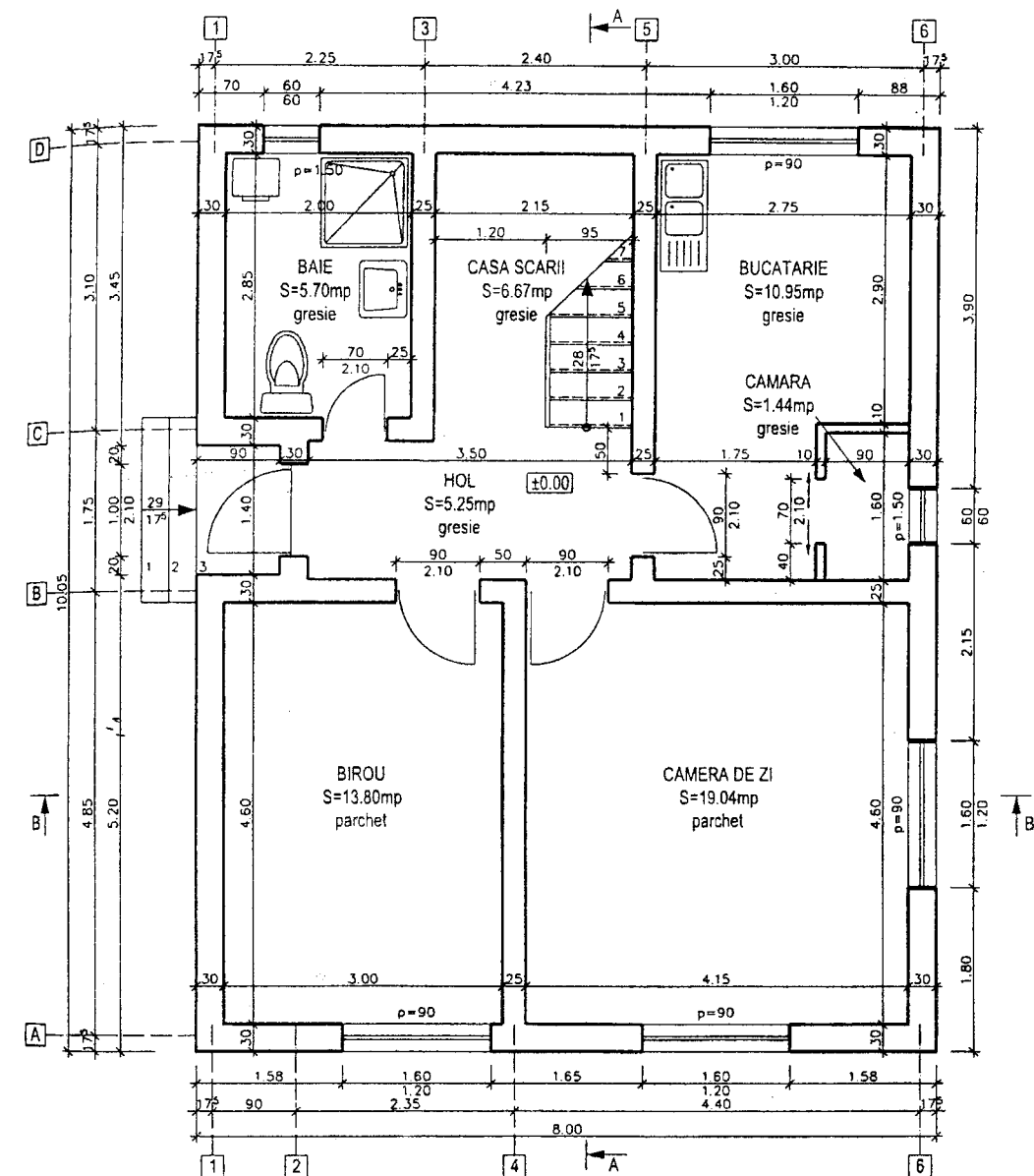


Figura 2.6 - Plan parter

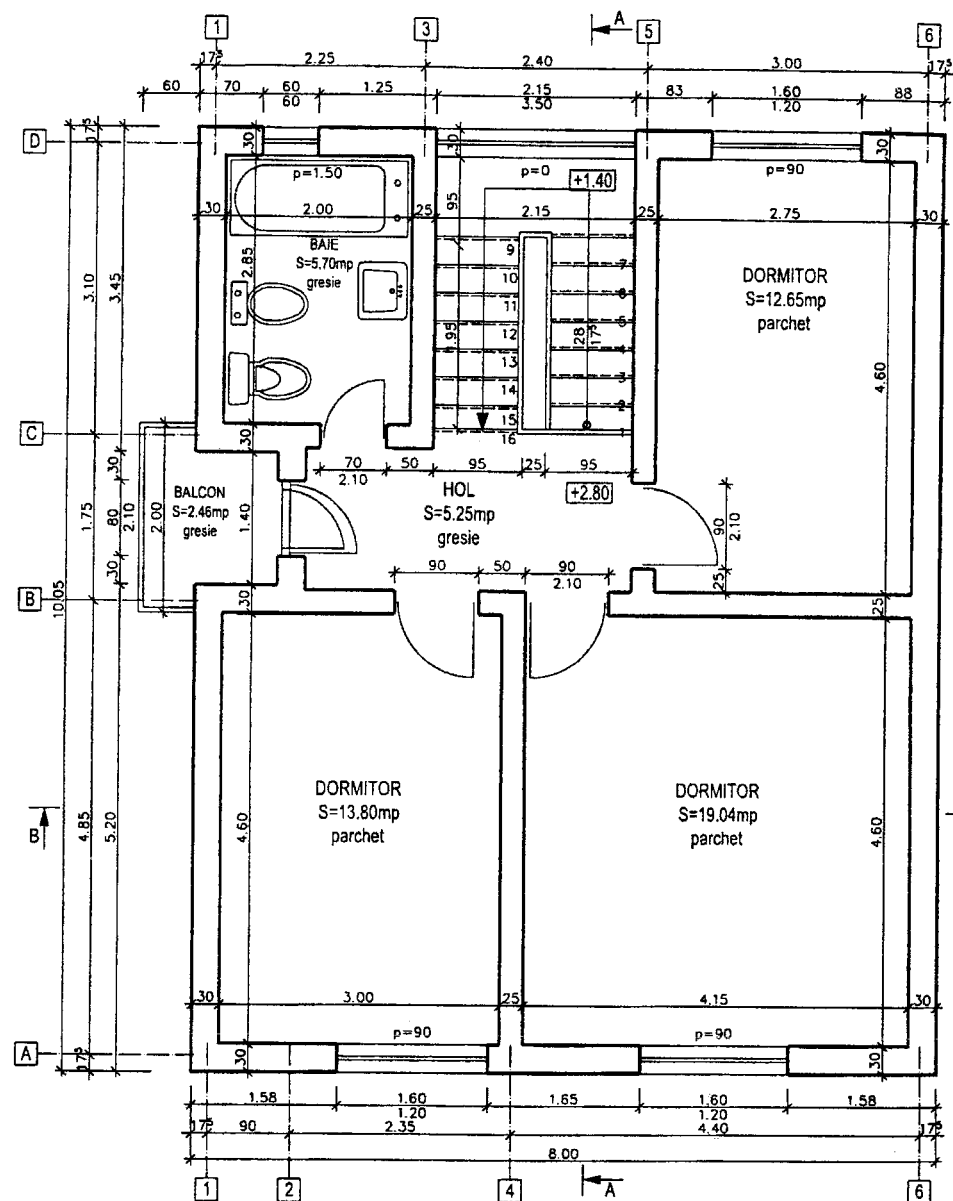


Figura 2.7 – Plan etaj

2.2 SECȚIUNI VERTICALE

Locul pe unde se fac secțiunile verticale, precum și traseul secțiunilor sunt indicate pe planurile orizontale. Planul imaginar de secțiune se alege astfel încât să cuprindă cât mai multe elemente (uși, ferestre, balcoane etc.). În acest scop traseul secțiunii poate fi drept sau frânt. Pe linia care arată locul de secționare se indică prin săgeți sensul în care se privește. În funcție de complexitatea alcătuirii pe verticală pentru o clădire se întocmesc una sau mai multe secțiuni verticale, astfel încât să se indice toate aspectele legate de această alcătuire.

În cazul clădirilor cu mai multe niveluri este obligatorie efectuarea unei secțiuni prin casa scării. Secțiunea prin casa scării se va face astfel încât să poată fi redată ambele rampe și balustradele acestora, adică planul de secțiune va trece printr-o rampă și se va privi spre cealaltă.

Secțiunea verticală curentă se începe prin trasarea liniei orizontale care reprezintă cota ± 0.00 (de regulă cota pardoselii finite de la parter). Pe aceasta se marchează toate elementele secționate sau văzute direct în direcția sensului în care s-a privit. Din aceste puncte se ridică linii verticale subțiri pe toată înălțimea clădirii. Pe verticală se măsoară H_{liber} , h_p , h_{pard} , de atâtea ori, câte niveluri are clădirea, ducându-se linii orizontale. Acestea împreună cu cele verticale trasate anterior formează un caroi ajutător care se prelucrează astfel încât tot ce este secționat să se reprezinte cu linie mai accentuată iar ceea ce este văzut în alt plan, cu linie mai ușoară. Modul de îmbinare între pereți și planșee se rezolvă în funcție de structura de rezistență și de tipul planșeului.

Acoperișul se indică prin conturul exterior. În secțiunea verticală pot fi reprezentate însă și elementele de alcătuire ale șarpantei. La acoperișurile tip șarpantă, se va lăsa o streășină de 40 – 80 cm lățime de aceeași mărime pe tot conturul clădirii.

În cazul acoperișurilor de tip terasă, cu pantă redusă (2 – 7% pentru cele necirculabile și 1,5 – 4 % pentru cele circulabile) se trasează cu o linie partea superioară a tuturor straturilor ce alcătuiesc terasa. Pe conturul acoperișului terasă se prevede un atic ce constituie în același timp și parapet de siguranță. Înălțimea aticului pentru terase circulabile se ia minim 90 cm, iar la cele necirculabile 30 cm.

În figura 2.8 este prezentată o secțiune verticală curentă.

Secțiunea verticală prin casa scării se desenează după aceleași principii ca și secțiunea verticală curentă, deosebită fiind realizarea secțiunii prin scară. Pentru aceasta se marchează pe linia orizontală ce reprezintă cota ± 0.00 , lățimea podestelor și a treptelor (conform planurilor orizontale) ridicându-se linii verticale din aceste puncte. Atunci când avem scări cu două rampe, pe orizontală se trasează la mijlocul etajului pe lățimea podestului o linie ce reprezintă cota pardoselii finite a podestului intermediar.

Rampa secționată se desenează cu linii mai accentuate decât rampa neseționată, punându-se în evidență continuitatea ei cu cele două podeste. Placa de rezistență a rampelor pentru scările realizate din beton armat monolit este de 7 ...12 cm.

Cotarea secțiunilor verticale

Cotarea secțiunilor verticale se face în principal cu ajutorul cotelor de nivel.

Cota de nivel este valoarea numerică a diferenței de înălțime dintre un punct al construcției și un reper de nivel stabilit pentru referire. Pentru cotele de nivel relative, în general se alege ca reper suprafața pardoselii finite a parterului corpului principal al clădirii. Cotele de nivel se indică în metri, cu două zecimale (chiar dacă acestea sunt zero), indiferent de modul de înscriere a celorlalte dimensiuni.

Cota nivelului-reper se indică prin ± 0.00 , cotele de deasupra nivelului-reper sunt precedate de semnul (+), iar cotele de sub acesta sunt precedate de semnul (-). La înscrierea cotelor de nivel se utilizează simboluri triunghiulare astfel:

- pentru cotele relative raportate la reperul construcției simbolul se înregistrează pe jumătatea din dreapta;
- pentru cotele relative, raportate la un nivel-reper din afara construcției, simbolul nu se înregistrează.

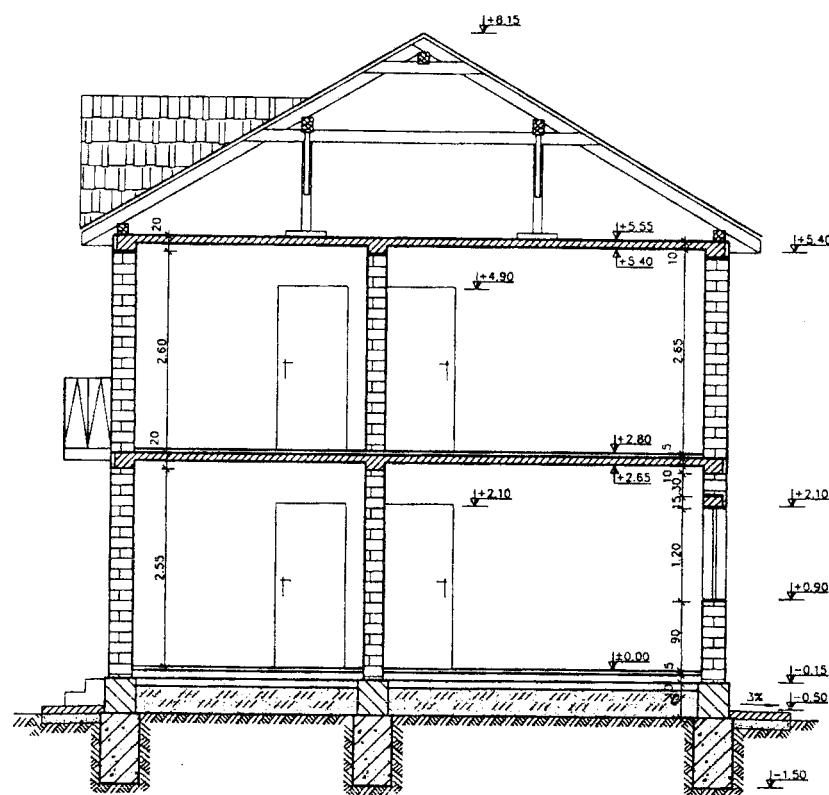


Figura 2.8 – Secțiune verticală curentă

În proiecții verticale (secțiuni, elevații, fațade) simbolul se desenează cu vârful așezat pe linia care indică nivelul cotat, orientat în sus sau în jos; cota se scrie deasupra brațului orizontal, trasat la stânga sau la dreapta simbolului.

Pentru a pune în evidență alcătuirea din materiale diferite a unui ansamblu se folosesc reprezentări convenționale. Hașurile se trasează echidistant la 45° față de cadrul desenului. Când este necesară o diferențiere a suprafețelor în contact, se poate folosi și hașurarea la 60° respectiv 30° față de cadrul desenului. Pe câmpuri învecinate hașurile se inversează ca direcție sau se decalează.

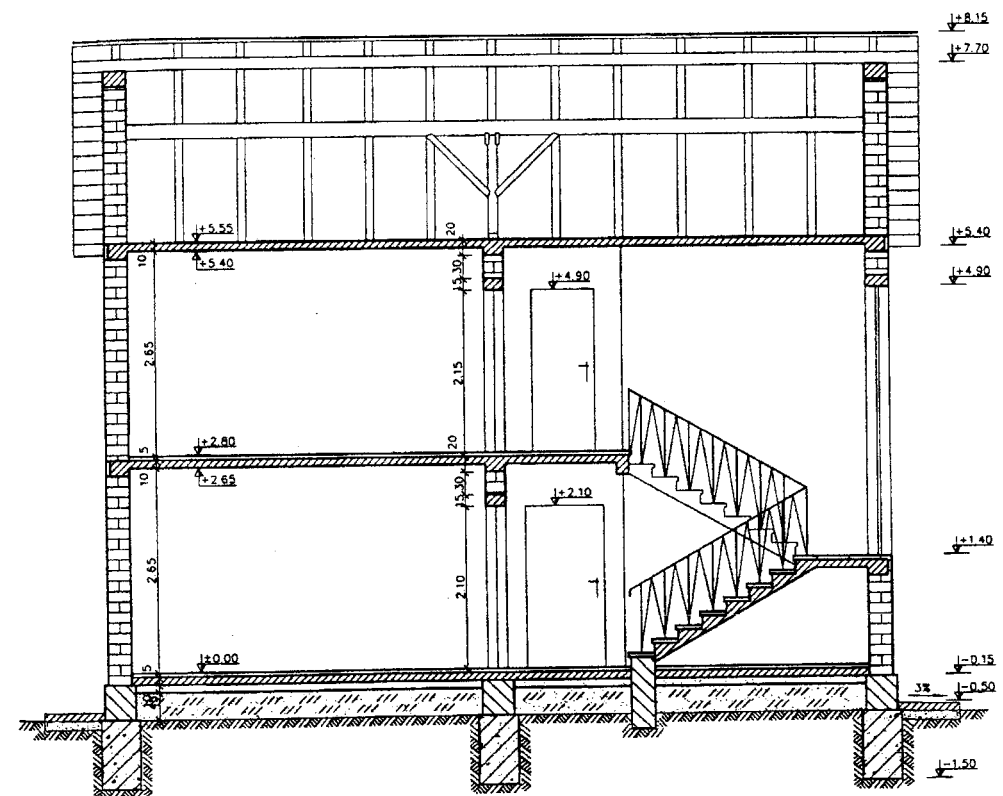


Figura 2.9 – Secțiune verticală prin casa scării

2.3 FAȚADE

Fațada principală este cea orientată spre partea principală de circulație și conține în general elemente de arhitectură mai deosebite pentru a da clădirii un aspect plăcut și în același timp să se încadreze în ansamblul de clădiri din care face parte. În majoritatea cazurilor accesul în clădire are loc prin intrarea amplasată în această fațadă.

Fațadele se desenează la scara 1:50 sau 1:100, ținând cont de planurile orizontale și secțiunile deja întocmite. Fațadele se desenează pentru întreaga clădire, nu se utilizează semnul de simetrie.

Desenarea fațadelor începe prin trasarea liniei terenului, pe care se marchează lățimea ferestrelor și distanța dintre ele (conform planurilor orizontale), poziția balcoanelor, logiilor, a colțurilor etc. Pe verticală, corespunzător secțiunilor verticale se marchează înălțimea soclului, parapetelor, ferestrelor, balustradelor la balcoane și a acoperișului. Prin linii accentuate se conturează clădirea, golurile ferestrelor și ușilor, logiile sau balcoanele, treptele de la intrare, soclul, acoperișul, practic toate elementele văzute direct de la nivelul terenului până la partea superioară a acoperișului.

Ferestrele se desenează cu două linii reprezentându-se și cercevelele. Nu se desenează umbra la ferestre. Linia terenului se desenează cu grosimea cea mai mare și depășește limitele fațadei propriu-zise.

Pentru a pune în evidență elementele proeminente, pe fațade se vor desena și umbrele, considerând direcția luminii la 45° din colțul stânga sus, lățimea umbrei fiind egală cu distanța de la muchia care lasă umbră până la planul pe care cade umbra.

Pe fațade se înscrie materialul de finisaj folosit la execuție (terasit, praf de piatră, țiglă profilată etc) și culoarea acestuia. De asemenea pe fațade se desenează jgheburile și burlanele.

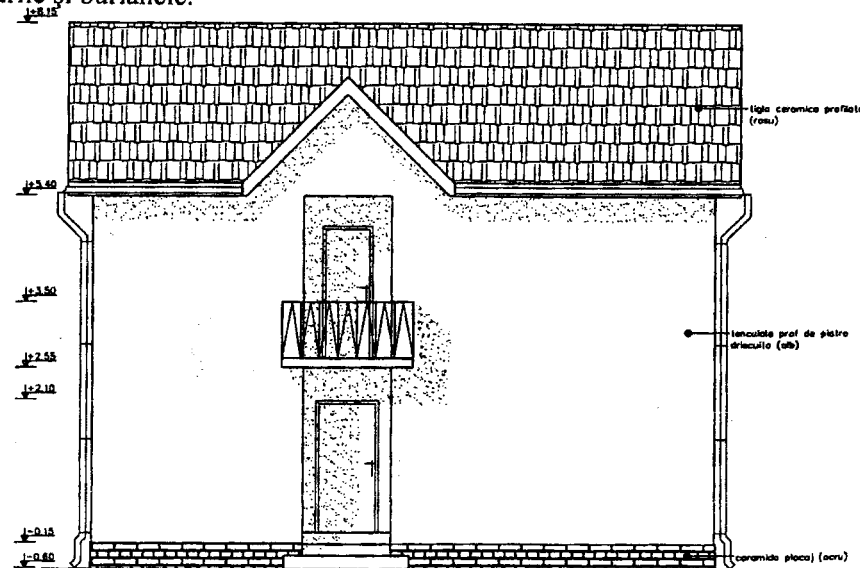


Figura 2.10 – Fațada principală

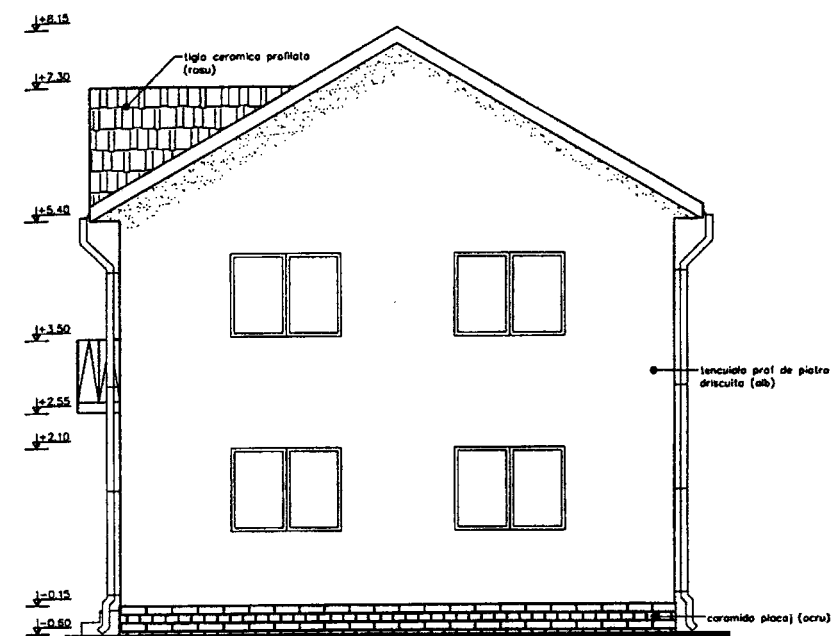


Figura 2.11 – Fațada laterală

2.4 PLAN ACOPERIȘ

Planul acoperiș reprezintă o vedere dintr-un punct situat la o înălțime mai mare decât cea a acoperișului înspre teren. Pentru întocmirea planului acoperiș se stabilește mai întâi tipul acestuia: terasă sau șarpantă.

Planul terasă este o vedere de sus a acoperișului, vedere ce conține aticul (sau marginea acoperișului) gurile de scurgere, accesul pe terasă, terminația coșurilor de ventilație când acestea există. Gurile de scurgere se amplasează astfel încât conductele prin care se continuă să nu treacă prin camerele de locuit pentru a nu strica estetica încăperilor și a nu deranja odihna locatarilor. Numărul de guri de scurgere rezultă din considerentul ca fiecare burlan să poată evacua debitul de apă ce îi revine de pe o suprafață alocată. Numărul de burlane se poate aprecia pe considerentul ca unui cm^2 de burlan să îi revină 1,25 ... 1,45 m^2 de terasă. Prin săgeți orientate după direcția de înclinare maximă a suprafețelor de scurgere se indică sensul de scurgere a apelor. Pe săgeți se scrie panta de scurgere, care se calculează ca fiind tangenta unghiului făcut de învelitoare cu planul orizontal.

La un acoperiș de tip șarpantă se reprezintă mai întâi cu linie întreruptă conturul pereților de rezistență de la ultimul nivel, după care se stabilește tipul de șarpantă care se pretează a fi executat. Se reprezintă cu linie groasă conturul exterior al șarpantei precum și liniile de intersecție a apelor acoperișului (dolii, creste, coame etc.).

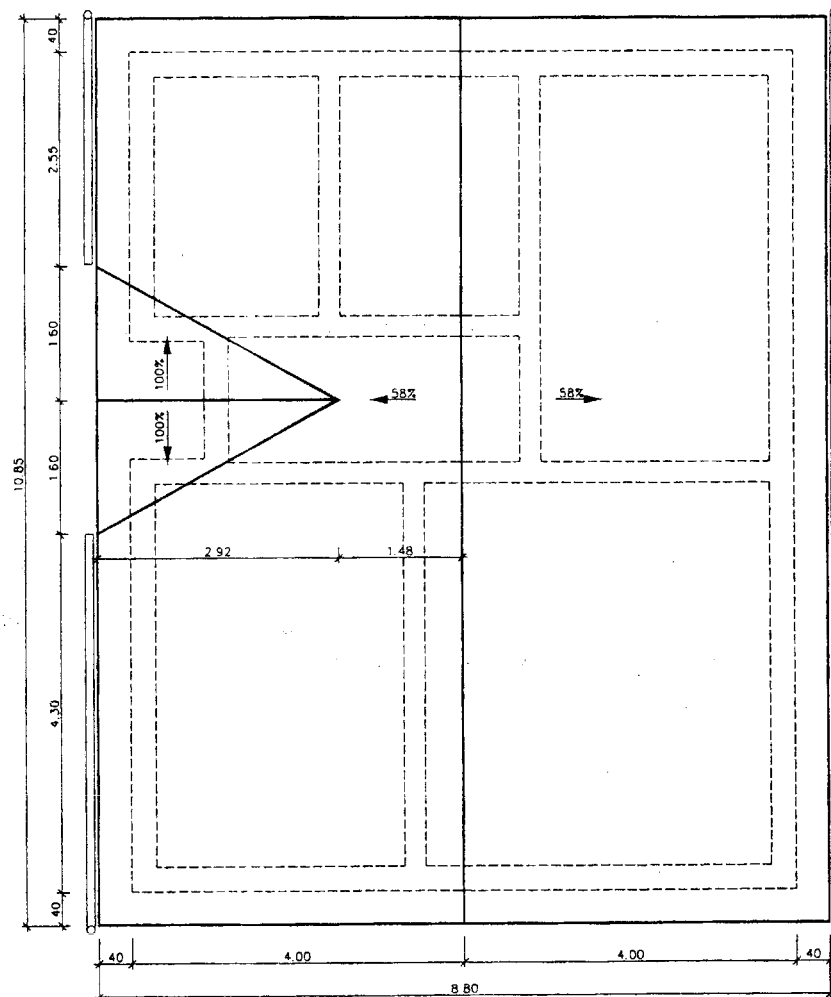


Figura 2.12 – Plan acoperiș

2.5 PLAN DE SITUAȚIE

Planul de situație prezintă amplasarea clădirii în cadrul unui amplasament sau al unei zone. Plan de situație a imobilelor este planșa pe suport topografic vizată de Oficiul județean de cadastru, geodezie și cartografie, întocmită la scările: 1:2.000, 1:1.000, 1:500, 1:200 sau 1:100, după caz, prin care se precizează:

- parcela cadastrală pentru care a fost emis certificatul de urbanism;
- amplasarea tuturor construcțiilor care se vor menține sau se vor desființa;
- modul de amenajare a terenului după desființarea construcțiilor;
- sistematizarea pe verticală a terenului și modul de scurgere a apelor pluviale;
- plantațiile existente și care se mențin după desființare.

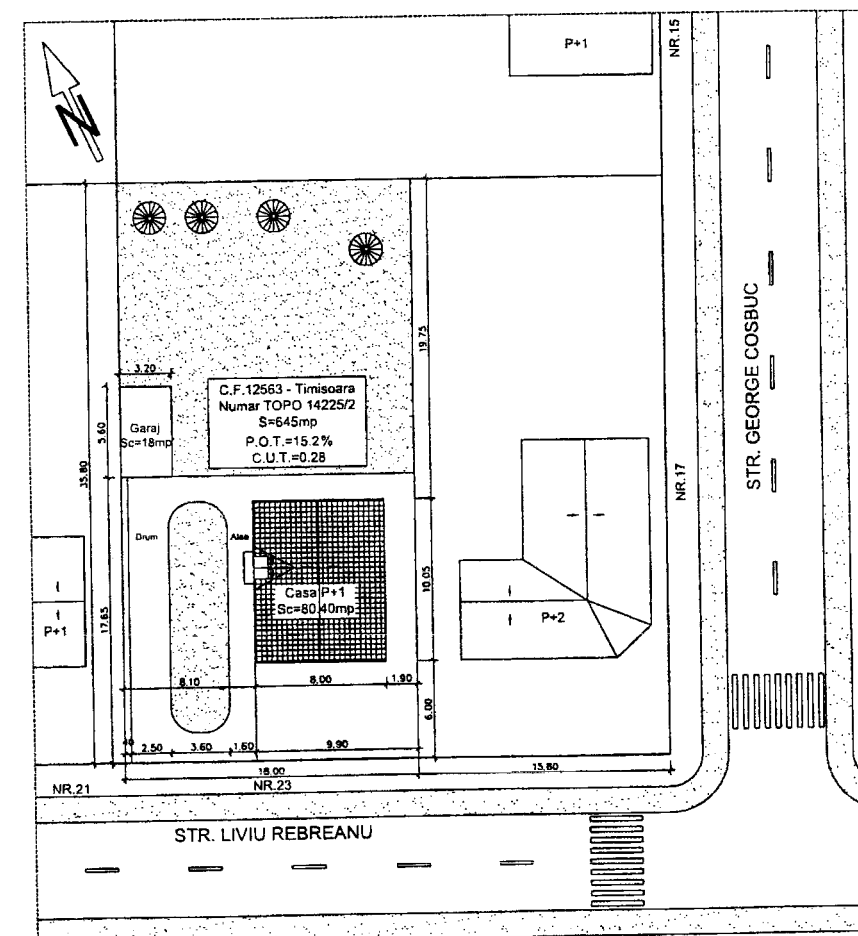


Figura 2.13 – Plan de situație

Pe planșă se vor indica în mod distinct elementele existente, cele care se desființează și cele propuse - plan de situație, construcții noi sau umpluturi de pământ, plantații etc., după caz.

Pentru a se defini clar amplasarea clădirii în plan orizontal se dau cel puțin două cote față de un reper fix (clădiri existente, borne topografice etc.) sau se indică la trei colțuri ale clădirii coordonatele față de rețeaua geodezică sau topografică.

Din planul de situație este necesar să rezulte și orientarea clădirii față de punctele cardinale, prin materializarea direcției NORD, celelalte puncte cardinale rezultând în consecință.

Planul de situație trebuie să aibă înscris pe el procentul de ocupare al terenului și coeficientul de utilizare a terenului coeficienți calculați cu relațiile următoare:

$$P.O.T = \frac{S_c}{S_t} \quad (2.4)$$

$$C.U.T = \frac{S_d}{S_t} \quad (2.5)$$

unde:

S_c – suprafața construită la sol [m^2];

S_t – suprafața terenului [m^2];

S_d – suprafața desfășurată a construcției [m^2].

CAP.3 ACȚIUNI ÎN CONSTRUCȚII

3.1 GENERALITĂȚI

În elementele structurale, solicitările apar ca efect al diferitelor acțiuni. Se consideră acțiune orice cauză care poate produce o stare de eforturi într-un element structural.

Acțiunile se modelează în calcule prin:

- încărcări, reprezentate prin diferite sisteme de forțe (acțiuni directe);
- deformații sau deplasări impuse, cum ar fi cele produse de variațiile de temperatură, de contracție și curgere lentă, de tasările de reazeme, de precomprimarea betonului (acțiuni indirecte).

Parametrii care caracterizează acțiunile sunt: intensitatea, amplitudinea, modul și direcția de aplicare, frecvența de apariție și durata de acțiune.

Principalul criteriu de apreciere a modului cum acționează încărcările este frecvența de apariție a unui anumit tip de încărcare, la o anumită intensitate maximă. În STAS 10101/0A-77 [40], clasificarea acțiunilor se face în categoriile date în tabelul 3.1.

Tabelul 3.1

Categorii de acțiuni	Simbol	Mod de acțiune:	Exemple
Permanente:	P	continuu, cu intensitate practic constantă în timp	- greutatea elementelor structurale și nestructurale de închidere, finisaj, izolații - efortul de precomprimare - greutatea și presiunea pământului etc.
Temporare:		intermitent, sau cu o intensitate variabilă în timp:	
Cvasipermanente	C	- pe durate lungi, sau în mod frecvent	- greutatea elementelor nestructurale cu poziție variabilă - contracția betonului - încărcări din depozite, arhive etc.
Variabile	V	- pot lipsi pe intervale lungi de timp, sau au intensitatea foarte variabilă	- încărcările climatice: zăpadă, vânt - încărcări tehnologice - încărcări din circulația oamenilor, mobilier etc.
Excepționale	E	intervenționează foarte rar, cu intensitate mare	- seism - vânt în regim de rezonanță - șocuri din explozii etc.

Parametrul cantitativ care operează cel mai frecvent în calcule este intensitatea acțiunilor. Conform principiilor de bază ale metodei de calcul la stări limită, se utilizează noțiunile de intensități normate și intensități de calcul.

Intensitățile normate ale acțiunilor reprezintă valori de referință, stabilite în standardele de specialitate ([40], [41], [42], [45], [46], [52]), cu considerarea variabilității statistice pentru unele tipuri de acțiuni. Intensitățile normate ale acțiunilor, determinate pe bază de prelucrare statistică, reprezintă în general valori maxime, cu o anumită probabilitate p (%) de a fi depășite într-o anumită perioadă de timp [1]:

$$q^n = q_{\max p\%} = (1 + t \cdot c_v) \bar{q} \quad (3.1)$$

Pentru acțiunile care nu pot fi analizate statistic, ca intensități normate se consideră valorile nominale date în standarde.

Intensitățile de calcul se obțin prin înmulțirea valorilor normate cu coeficienții acțiunilor, n_i sau γ_i conform relației (3.2), prin care se ține seama de abaterile posibile în sens defavorabil față de valorile normate, datorită variabilității statistice a acțiunilor. Coeficienții n_i , pentru fiecare acțiune în parte, se stabilesc pentru verificările la diferite stări limită conform standardelor și normelor de specialitate.

$$q = q^n \cdot n_i \quad (3.2)$$

În cadrul unor stări limită, pentru intensitățile de calcul se utilizează și noțiunea de fracțiune de lungă durată a acțiunilor. Acțiunile cvasipermanente C^n se consideră în întregime de lungă durată, ca și cele permanente P^n .

Pentru acțiunile variabile V^n , se admite că o parte din acestea, obținute prin multiplicare cu coeficientul $n^d \leq 1,0$, pot fi aplicate timp îndelungat, restul acțiunii considerându-se de scurtă durată.

În consecință, fracțiunea de lungă durată a acțiunilor se obține din relația:

$$P^n + C^n + n^d V^n \quad (3.2a)$$

Pentru determinarea celor mai defavorabile solicitări posibile în orice secțiune de calcul a elementelor structurale, efectul acțiunilor se cumulează în cadrul unor grupări.

Prin gruparea acțiunilor se ține seama de posibilitatea apariției simultane, cu efect defavorabil, a diferitelor acțiuni considerate cu valoarea lor de calcul, având în vedere specificul stării limită la care se face verificarea.

În tabelul 3.2 se prezintă cele două categorii de grupări ale acțiunilor, utilizate în determinarea celor mai defavorabile efecte ale acestora: grupările fundamentale și grupările speciale.

În grupările fundamentale GF se consideră:

- acțiunile permanente P_i ;
- acțiunile temporare, cvasipermanente C_i sau variabile V_i , a căror prezență simultană este practic posibilă.

În grupările speciale GS se consideră:

- acțiunile permanente P_i ;
- acțiunile temporare (C_i și V_i), a căror prezență în momentul apariției unei acțiuni excepționale este posibilă; dacă acțiunea excepțională E este seismul, dintre acțiunile temporare se iau în considerare numai cele gravitaționale;

- o acțiune excepțională, E .

Intensitățile de calcul ale acțiunilor, în grupările fundamentale și speciale se calculează cu relațiile (3.3 ... 3.7) din tabelul 3.2.

Tabelul 3.2

Starea limită la care se face verificarea		Gruparea de încărcări	Relația
Gruparea fundamentală de încărcări - GF			
SLU	De rezistență și de stabilitate	$\sum_i n_i P_i^n + \sum_i n_i C_i^n + n_g \sum_i n_i V_i^n$	(3.3a)
		$\sum_i n_i P_i^n + \sum_i n_i C_i^n + \sum_i n_{gi} n_i V_i^n$	(3.3b)
	De oboseală	$\sum_i P_i^n + \sum_i C_i^n + \sum_i n_i^d V_i^n + V_{ob}$	(3.4)
SLEN	Verificări sub efectul încărcărilor totale de exploatare	$\sum_i P_i^n + \sum_i C_i^n + n_g \sum_i V_i^n$	(3.5a)
		$\sum_i P_i^n + \sum_i C_i^n + \sum_i n_{gi} V_i^n$	(3.5b)
	Verificări sub efectul fracțiunilor de lungă durată	$\sum_i P_i^n + \sum_i C_i^n + \sum_i n_i^d V_i^n$	(3.6)
Gruparea specială de încărcări - GS			
SLU	De rezistență și stabilitate	$\sum_i P_i^n + \sum_i C_i^n + \sum_i n_i^d V_i^n + E_1$	(3.7)

În relația (3.4), V_i^n sunt date de încărcările variabile care nu produc oboseala, iar V_{ob} de acțiunea care produce ciclurile de solicitare.

Relațiile (3.3a, 3.5a) se utilizează la calculele obișnuite (neautomatizate) n_g fiind coeficientul de grupare în cazul în care se iau mai multe acțiuni variabile, coeficient cu valoare subunitară ce ține seama de probabilitatea redusă ca aceste acțiuni să apară simultan cu intensitatea lor maximă.

Valorile pe care le ia n_g sunt următoarele:

- 1,0 în cazul unei singure încărcări variabile;
- 0,9 în cazul a două sau trei încărcări variabile;
- 0,8 în cazul a patru sau mai multe încărcări variabile.

Relațiile (3.3b, 3.5b) se aplică în cazul în care se utilizează mijloace de automatizare a calculelor.

Coeficienții de grupare „ n_{gi} ” se vor adopta cu valori diferite pentru verificări în puncte diferite și pentru diferitele încărcări astfel:

- 1,0 pentru încărcarea cea mai importantă din punctul de vedere al verificării efectuate;
- 0,8 pentru următoarele două încărcări;
- 0,6 pentru celelalte încărcări.

La stările limită ale exploatării normale pentru verificări sub efectul încărcărilor totale de exploatare se consideră cel mult două încărcări variabile.

Pentru simplificarea relațiilor, în situațiile în care coeficienții încărcărilor n_i au valoarea unitară, nu s-au mai scris în tabelul 3.2.

Pentru acțiunile variabile de pe planșeele clădirilor etajate, în situații în care este improbabil ca acestea să acționeze cu intensitate maximă, se pot introduce coeficienți suplimentari de reducere, denumiți coeficienți de simultaneitate.

Eforturile secționale produse de acțiunile grupate conform relației (3.3) se numesc obișnuit eforturi de calcul (M, N, Q, M_i), iar cele care sunt produse de acțiunile grupate conform relațiilor (3.4 ... 3.7), eforturi de exploatare (M^E, N^E, Q^E, M_i^E).

Alte reguli privind alcătuirea grupărilor de încărcări sunt date în STAS 10101/0A-77 [40].

3.2 ÎNCĂRCĂRI PERMANENTE

Încărcările permanente, datorate unor cauze cu caracter permanent, ca greutatea elementelor de construcție (inclusiv a elementelor portante și de închidere), greutatea și împingerea pământului (terasamente, umpluturi), se manifestă de regulă ca sisteme de forțe date, acționând static.

Aceste forțe se determină conform datelor din proiect și condițiilor prevăzute pentru execuție.

Intensitățile normate ale încărcărilor datorate greutății elementelor de construcție și pământurilor se determină pe baza greutăților tehnice sau a valorilor încărcărilor permanente precizate în STAS 10101/1-78 [46] sau, în cazurile necesare, pe baza datelor furnizate de întreprinderile producătoare ale diferitelor materiale de construcție sau pe baza unor determinări directe. În evaluarea acestor încărcări se consideră efectul umidității și a gradului de îndesare în condițiile specifice de execuție și exploatare.

În cazurile când încărcările permanente au un efect favorabil asupra siguranței construcțiilor, se vor avea în vedere coeficienții subunitari ai acestor încărcări. De regulă coeficienții încărcărilor permanente, considerați în calcule, se vor lua în același sens pentru toată structura sau partea de structură calculată.

Valorile normate ale intensității încărcărilor permanente curente sunt date în tabelul 3.3.

Evaluarea încărcărilor permanente se poate face și pe baza greutăților tehnice stabilite prin determinări directe în următoarele cazuri:

- pentru elemente de construcție confecționate din materiale și produse noi, pentru care greutățile tehnice respective nu sunt stabilite printr-o prescripție tehnică;

- pentru elemente de construcție situate în condiții speciale de microclimat (umiditate peste starea admisă de standarde pentru materiale de construcție), impregnări, etc;

- pentru elemente prefabricate tipizate de mare serie;

- pentru elemente și părți de construcție speciale care nu se încadrează între cele din prezentul standard sau pentru care o determinare cât mai reală a încercărilor permanente este strict necesară pentru siguranța construcției.

Pentru cazurile în care se vor face determinări directe, încărcările permanente se vor stabili printr-o analiză temeinică justificată.

Tabelul 3.3

Nr.crt	Element de construcție	Valoarea încărcării [N/m ²]
1. ELEMENTE DIN BETON ȘI BETON ARMAT (pentru 1 cm grosime)		
1.1	Beton simplu (cu pietriș sau piatră spartă)	240
1.2	Beton armat (cu pietriș sau piatră spartă)	250
1.3	Beton cu agregate din spărturi ceramice	180
1.4	Beton cu granolit: - Clasa < C 2,8/3,5 (B 10) - Clasa C 2,8/3,5 (B 15 ... 75) - Clasa C 6/7,5 (B 100) - Clasa C 8/10 (B 150)	70 110 130 170
1.5	Beton cu agregate din zgură expandată: - Clasa C 2,8/3,5 (B 15 ... 50) - Clasa C 4/5 (B 75) - Clasa C 6/7,5 ... 8/10 (B 100 ... 150)	140 180 200
OBSERVAȚII: 1 - Greutatea tehnică a betonului proaspăt turnat se determină sporind valoarea din tabel cu 2000N/m ³ 2 - Greutatea tehnică a betonului armat de 25000 N/m ³ corespunde unei armături de 1000 N/m ³ beton. Calculul exact se poate face cunoscând cantitatea de armătură dintr-un m ³ de beton și greutatea tehnică a betonului simplu de 24000 N/m ³ . 3 - Greutatea tehnică a betonului armat cu armătura rigidă (din laminate de oțel) se determină ca sumă a greutății tehnice a betonului și armăturii dintr-un m ³ .		
2. ÎNVELITORI (încărcare pe m² de suprafață înclinată)		
2.1	Azbociment (inclusiv șipșii și căpriorii): - plăci plane de 4 mm grosime (STAS 5584 - 73) așezate simplu așezate dublu - plăci ondulate cu ondule mici de 5,5 mm grosime (STAS 5936/1 - 75) - plăci ondulate cu ondule medii de 6 mm grosime (STAS 5936/1 - 75) - plăci ondulate cu ondule mari de 6 mm grosime (STAS 5936/1 - 75)	240 390 250 230 200
2.2	Carton bituminat de greutate medie într-un singur strat acoperit cu bitum și presărat cu nisip (STAS 138 - 76) OBSERVAȚIE: Pentru alte alcătuiți, a se vedea nr. crt 3.1 Izolații hidrofuge	50
2.3	Ceramice (inclusiv șipșii și căpriorii) - olane de acoperiș (23 N/buc) (STAS 513 - 74) exclusiv mortarul de ciment - țigle solzi (13,5 N/buc) din argilă arsă (STAS 515 - 71):	125

Nr.crt	Element de construcție	Valoarea încărcării [N/m ²]
	pe un rând	650
	pe două rânduri	850
	cu jgheab, presate (26 N/buc)	500
	cu jgheab, trase (24 N/buc)	500
2.4	Lemn (inclusiv șipcele și căpriorii)	
	- șindrilă sau șită	400
2.5	Sticlă	
	- geamuri armate (inclusiv șprosurile) de:	
	5 mm grosime	300
	6 mm grosime	350
2.6	Tablă	
	- zincată (STAS 2028 - 71) sau neagră (STAS 1946 - 69) inclusiv astereala și căpriorii	300
	- ondulată (de 1 mm grosime) (STAS 2029 - 68) incl. materialul de fixare	120
2.7	Diverse	
	- stuf sau trestie, de 40 cm grosime, inclusiv șipcele și căpriorii	800
	- paie, 40 cm grosime, inclusiv șipcele și căpriorii	750
	- astereală de 2,4 cm grosime pentru învelitoare	150
OBSERVAȚIE: Pentru elemente (luminatoare, platforme suspendate) se vor consulta proiectele tip în vigoare.		
3. IZOLAȚII (încărcare pe m² de suprafață înclinată)		
3.1 Izolații hidrofuge		
3.1.1	Materiale bitumate în foi:	
	- carton bitumat	20
	- pânză bitumată	30
3.1.2	Mase bituminoase (soluții pentru amorsare, suspensii de bitum filerizat, mastic):	
	- celochit, strat rezultat în grosime de 1,7 ... 2 mm	20
	- suspensie de bitum filerizat (subif) strat rezultat în grosime de 1,5 mm peste pânză	20
	- strat pentru amorsare	1
	- strat pentru lipire și etanșare, mastic din bitum cu circa 30 % filer de 1,7 ... 2 mm grosime	20
3.1.3	Strate ce servesc la bariere de vapori:	
	- două strate de bitum topit cu circa 20 % filer aplicat peste un strat de amorsaj	35
	- un strat de carton bitumat tip CA 500 (STAS 138 - 76) între două strate de bitum cu circa 20 % filer aplicat peste un strat de amorsaj	60
3.1.4	Strate ce servesc la izolația hidrofugă de la acoperișuri:	
	- trei strate de carton bitumat tip CA 500 (STAS 138 - 76) între 4 strate de bitum filerizat cu circa 20 % filer aplicate peste un strat de amorsaj și cu protecție dintr-un strat uniform de nisip grăunțos.	175
	- două strate de pânză bitumată A 55 (STAS 1046 - 78) și un strat de carton bitumat CA 500 (STAS 138 - 76) între patru strate de bitum filerizat cu circa 20 % filer aplicate peste un strat de amorsaj și protejate cu un strat uniform de nisip grăunțos	190
	- un strat de pânză bitumată tip A 55 (STAS 1046 - 78) și două strate de împăslitură de fibre de sticlă bitumată tip IA (STAS 7916 - 75) între patru strate de bitum filerizat cu circa 20 % filer, aplicate peste un strat de	

Nr.crt	Element de construcție	Valoarea încărcării [N/m ²]
	amorsaj și presărat cu un strat uniform de nisip grăunțos.	175
	- un strat de pânză bitumată tip A 55 (STAS 1046 - 78) un strat de împăslitură din fibre de sticlă bitumată tip IA și un strat de împăslitură din fibre de sticlă bitumată tip IB (STAS 7916 - 75) aplicate peste un strat de amorsaj și lipite cu trei strate de mastic	130
	- două strate de pânză bitumată tip 50 sau tip 40 (STAS 1046 - 78) între strate de suspensie de bitum filerizat - subif - (STAS 58 - 71) și celochit (STAS 661 - 71) fără șapă de protecție.	120
3.1.5	Strate de protecție utilizate la hidroizolații aplicate la acoperișuri peste hidroizolația terminată:	
	- mortar bituminos cu subif (pentru 1 mm grosime)	22
	- nisip Ø1 ... 3 mm așternut uniform	30
	- un strat uniform de nisip grăunțos așternut într-un strat de mastic (strat suplimentar)	50
	- un strat uniform de pietriș așternut într-un strat de mastic fierbinte (strat unic, exclusiv bitumul)	200
	- un strat depietriș gros de 4 cm, simplu așezat pe terase necirculabile, aplicat peste hidroizolația terminată	700
	- dale de beton prefabricate (20 x 200 x 3 cm) pe pat de nisip de 2 cm grosime	100
3.2 Izolații termice		
3.2.1	Azbest plăci (pentru 1 cm grosime)	120
3.2.2	Beton (pentru 1 cm grosime):	
	- cu agregate de granolit	110
	- cu agregate de zgură expandată	140
	- cu agregate vegetale (plăci nemontate)	65
	- celular autoclaviaz tip GBN	60
	- celular autoclavizat tip GBC	69
3.2.3	Mase plastice (pentru 1 cm grosime):	
	- masă celulară Ampora	3
	- polistiren expandat	3
	- spumă rigidă de poliuretan	6
3.2.4	PFL poros (pentru 1 cm grosime)	45
3.2.5	Păslă minerală cu liant bituminos în foi sau saltele, conform tabelului 2	
3.2.6	Plută) plăci:	
	- expandată (superex) pentru 1 cm grosime	15
	- expandată și aglomerată cu bitum (STAS 6970/4 - 71) pentru 1 cm grosime	18
	- expandată, sub pardoseală și la terasă, lipite și chituite cu bitum în grosime de:	
	- 1 cm	80
	- 2 cm	100
	- 5 cm	140
3.2.7	Saltele de vată conform tabelului 2	
3.3 Izolații fonice în pardoseli (pentru 1 cm grosime)		
3.3.1	Păslă minerală P 90 în covoare de 1,5; 2,0; 2,5 cm grosime (tip silan)	9
3.3.2	Vată minerală semirigidă (tip silan) în plăci de 1,0; 1,5; 2,0 cm grosime	
	- A 90	9
	- A 100	10

Nr.crt	Element de construcție	Valoarea încărcării [N/m ²]
3.3.3	Pudră de cauciuc la pereți (pentru 1 cm grosime)	100
3.3.4	Vată minerală (tip silan) saltele cu grosimi de 4,0 ... 10,0 cm la tratamente acustice	10
3.3.5	PFI poros - plăci fonoabsorbante perforate în grosime de: - 1,2 cm - 1,6 cm - 2,0 cm - plăci fonoabsorbante înțepate în grosime de: - 1,2 cm - 1,6 cm - 2,0 cm	30 40 50 35 45 55
3.3.6	Vată minerală - plăci fonoabsorbante de tip FA, 2,0 cm grosime	12
OBSERVAȚIE: Materialele de la pct. 3.2 și 3.3 marcate cu *) se folosesc ca materiale fonoizolatoare		
4. PARDOSELI		
4.1	Covor PVC de 3 mm grosime lipit cu aracet sau prenzand inclusiv stratul de egalizare, din mortar de ciment de circa 3 cm grosime	750
4.2	Covor PVC de 3 mm grosime lipit cu aracet sau prenzand inclusiv dala flotantă sau șapa de 3,5 cm grosime: - cu strat fonoizolator din pudră de cauciuc de 2,0 cm grosime și un strat de carton bitumat - cu strat fonoizolator din plăci de vată minerală tip silan de 1 cm grosime și un strat de carton bitumat - cu strat fonoizolator din plăci de polistiren celular ecruisat de 1 cm grosime și un strat de carton bitumat	1000 900 900
4.3	Parchet LU din stejar de 2,2 cm grosime pe fibrocon de 3,5 cm grosime rostuit cu bitum: - cu strat de nisip de egalizare de 2 cm grosime - cu strat de pudră de cauciuc de 2 cm grosime	900 650
4.4	Parchet LU din stejar de 2,2 cm grosime pe PFL poros de 1,6 cm grosime lipit cu aracet: - cu șapă de beton de 2 cm grosime - cu strat de pudră de cauciuc de 2 cm grosime - cu strat de nisip de 2 cm grosime	730 350 600
4.5	Parchet mozaic de 1 cm grosime lipit cu aracet inclusiv stratul de egalizare de mortar de ciment de 3 cm grosime	830
4.6	Parchet mozaic de 1 cm grosime pe dală flotantă sau șapă de 3,5 cm grosime: - cu strat fonoizolator din pudră de cauciuc de 2,0 cm grosime lipit cu aracet și cu un strat de carton bitumat - cu strat fonoizolator din plăci de vată minerală tip silan de 1 cm grosime cu aracet și un strat de carton bitumat - cu strat fonoizolator din plăci de polistiren celular ecruisat de 1 cm grosime lipit cu aracet și un strat de carton bitumat	1050 980 970
4.7	Mozaic pe șapă din mortar de ciment de 3 cm grosime: - turnat de 1 cm grosime - plăci din beton mozaicat de 3 cm grosime	940 1000

Nr.crt	Element de construcție	Valoarea încărcării [N/m ²]
5. PEREȚI (pentru 1 m² de suprafață a peretelui)		
5.1	Beton celular autoclavizat: - plăci de 6,3 cm grosime tip GBN - plăci de 6,3 cm grosime tip GBN - plăci de 12,5 cm grosime tip GBN - plăci de 12,5 cm grosime tip GBN - blocuri mici de 19 cm grosime tip GBN - blocuri mici de 19 cm grosime tip GBN - blocuri mici de 24 cm grosime tip GBN - blocuri mici de 24 cm grosime tip GBN	1300 1400 1700 2000 2200 2600 2600 3600
5.2	Plăci din fășii de ipsos cu diferite adausuri (STAS 1480 - 63): - pereți despărțitori din plăci pline de 7,5 cm grosime gletuiți pe ambele fețe executati cu adaos de: - ciment de rumeguș - ciment și spumogen - ciment și zgură - pereți despărțitori din fișii cu goluri de 7,5 cm grosime din ipsos cu adaos de ciment, armați cu trestie	700 650 1050 800
5.3	Zidărie de cărămidă (inclusiv tencuiala pe ambele fețe) de: - 7,5 cm grosime din cărămidă plină presată pe cale umedă de 240 x 115 x 63 mm (STAS 457 - 71) - 7,5 cm grosime din cărămidă cu goluri verticale de 290 x 140 x 63 mm (STAS 5185/2 - 75) - 10 cm grosime din cărămidă cu goluri verticale de 290 x 140 x 88 mm (STAS 5185/2 - 75) - 12,5 cm grosime din cărămidă plină (STAS 457 - 71) de 240 x 115 x 63 mm - 15 cm grosime din cărămidă cu goluri verticale de 290 x 140 x 63 mm (STAS 5185/2 - 75) - 25 cm grosime din cărămidă plină presată pe cale umedă (STAS 457 - 71) de 240 x 115 x 63 mm - 30 cm grosime din cărămidă cu goluri verticale (STAS 5185/2 - 75) de 290 x 140 x 63 mm	1800 1500 2000 3000 3000 5300 5300
5.4	Pentru alte tipuri de pereți din zidărie, încărcarea permanentă se determină conform datelor din tabelul nr.3.4 crt.7	
5.5	Profilit (sticlă) - perete din profile U, inclusiv rama: - simplu - dublu	220 440
6. PLACAJE PENTRU PEREȚI		
Ceramice (fără mortarul de poză) cărămizi pentru placaje de 115 x 60 x 60 mm		580

Greutăți tehnice

Evaluarea greutăților elementelor de construcții și a acțiunilor permanente se stabilesc pe baza valorilor greutăților tehnice ale materialelor și produselor de orice natură, în starea în care ele încarcă construcțiile.

Greutățile tehnice reprezintă:

- greutățile specifice pentru materiale omogene și compacte (metale, lichide etc.);
- greutăți specifice aparente pentru materiale neomogene, poroase sau cu goluri (lemn, cărămidă, beton);
- greutăți specifice în grămadă sau în vrac (pentru balast, cărbune, ciment, cereale etc.), în stivă (pentru cherestea, hârtie, cărămizi etc.) sau în ambalaj (pentru conserve, ouă, fructe etc.).

Pentru evaluarea încărcărilor în calculul construcțiilor de locuit se folosesc greutățile din tabelele 3.4 - 3.6.

Tabelul 3.4

GREUTĂȚI TEHNICE ALE MATERIALELOR DE CONSTRUCȚII (VALORI NORMATE)		
Nr. Crt.	Denumirea materialului	Greutate tehnică [N/m ³]
1. Piatră de construcții în blocuri		
1.1	Roci magmatice (eruptive): - Andezit, trahit - Bazalt, diorit - Granit, porfir, sienit, dacit	26000 30000 28000
1.2	Roci sedimentare: - Calcar compact - Calcar poros, cochilifer - Gresii - Travertin - Tufuri vulcanice	27000 23000 26000 26000 18000
1.3	Roci metamorfice: - Ardezie, gnais - Marmură	28000 28000
2. Lemn de construcție		
2.1	Foioase (fag, gorun, salcâm, stejar): - Uscat în aer (15% umiditate) - Proaspăt tăiat sau umed	8000 10000
2.2	Rășinoase (brad, larice, molift, pin): - Uscat în aer (15% umiditate) - Proaspăt tăiat sau umed - Cherestea de brad așezată în stive	6000 8000 5000
OBS: - În greutatea tehnică ale lemnului de construcții uscat în aer este cuprinsă și		

GREUTĂȚI TEHNICE ALE MATERIALELOR DE CONSTRUCȚII (VALORI NORMATE)		
Nr. Crt.	Denumirea materialului	Greutate tehnică [N/m ³]
greutatea fierării mărunte (cuie, buloane etc.), restul fierării (tiranți, gusee, saboți), se consideră separat; - Greutățile tehnice ale lemnului uscat se măresc cu 1000 N/m ³ pentru lemnul impregnat		
3. Metale		
3.1	Fontă	72500
3.2	Oțel pentru construcții	78500
4. Betoane de ciment		
4.1	Beton simplu (cu pietriș sau piatră spartă)	24000
4.2	Beton armat (cu pietriș sau piatră spartă)	25000
4.3	Beton cu agregate din spărturi ceramice	18000
4.4	Beton cu agregate din zgură expandată - Clasa C 2,8/3,5 (B 15 ... 50) - Clasa C 4/5 (B 75) - Clasa C 6/7,5 ... 8/10 (B 100 ... 150)	14000 18000 20000
4.5	Beton cu granolit - Clasa < C 2,8/3,5 (B 10) - Clasa C 2,8/3,5 (B 15 ... 75) - Clasa C 6/7,5 (B 100) - Clasa C 8/10 (B 150)	7000 11000 13000 17000
4.6	Beton celular autoclavizat (gaz beton)	
4.6.1	- Produs pe bază de nisip (GBN), în stare uscată - marca GB 25 - marca GB 35 - marca GB 50	5000 6000 7000
4.6.2	- Produs pe bază de cenușă (GBC), în stare uscată - marca GB 25 - marca GB 50	5500 7500
4.6.3	- Produs pe bază de nisip (GBN), în stare umedă - marca GB 25 - marca GB 35 - marca GB 50	6000 7200 8400
4.6.2	- Produs pe bază de cenușă (GBC), în stare umedă - marca GB 25 - marca GB 50	6900 9400
OBS: - În cazul utilizării în proiectul construcției a unui beton cu o greutate tehnică mai mică decât a betonului obișnuit (simplu sau armat), se va indica în proiect greutatea tehnică respectivă și prescripția oficială care reglementează tehnologia acestui beton; - Greutatea tehnică a betonului proaspăt turnat se ia mai mare ca aceea a betonului uscat, din tabel, cu 2.000 N/m ³ ; - Greutatea tehnică a betonului armat de 25.000 N/m ³ corespunde unei armături de 1.000 N/m ³ beton.		

GREUTĂȚI TEHNICE ALE MATERIALELOR DE CONSTRUCȚII (VALORI NORMATE)		
Nr. Crt.	Denumirea materialului	Greutate tehnică [N/m ³]
5.1	Mortar de ciment: - întărit - proaspăt	21000 22000
5.2	Mortar de ciment - var: - întărit - proaspăt	19000 20000
5.3	Mortar de var sau ipsos: - întărit - proaspăt	17000 19000
5.4	Pastă de ipsos: - întărită - proaspătă	12000 14000
5.5	Mortar de argilă: - întărit - proaspăt	16000 18000
6. Cărămizi și blocuri pentru zidărie		
6.1	Cărămizi pline presate pe cale umedă: - Clasa C1 - Clasa C2 - Clasa C3	13000 15000 18000
6.2	Cărămizi și blocuri ceramice cu goluri verticale: - Clasa C1 - Clasa C2	13000 15000
6.3	Cărămizi găurite cu lambă și uluc: - Clasa C0 - Clasa C1 - Clasa C2	10000 13000 15000
6.4	Blocuri mici din beton, pline sau cu goluri, cu agregate ușoare: - Clasa C1 - Clasa C2 - Clasa C3	13000 15000 18000
6.5	Blocuri mici din beton celular autoclavizat tip GBN (produs pe bază de nisip), pentru zidărie portantă - marca GB 35 - marca GB 50	7200 8400
6.6	Blocuri mici din beton celular autoclavizat tip GBC (produs pe bază de cenușă), pentru zidărie portantă - marca 50	9400
OBS: - Valorile greutăților tehnice ale cărămizilor și blocurilor pentru zidărie indicate la acest punct, servesc la calculul greutăților tehnice ale zidăriilor corespunzătoare.		
7. Zidărie		
7.1	Zidărie din cărămizi pline presate pe cale umedă - Clasa C1	14500

GREUTĂȚI TEHNICE ALE MATERIALELOR DE CONSTRUCȚII (VALORI NORMATE)		
Nr. Crt.	Denumirea materialului	Greutate tehnică [N/m ³]
	- Clasa C2 - Clasa C3	16000 18500
7.2	Zidărie din cărămizi, cu goluri verticale - Clasa C1 - Clasa C2	14500 16000
7.3	Zidărie din blocuri mici cu goluri, din beton cu agregate ușoare - Clasa C1 (cu agregate de Pâtârlagele sau granolit) - Clasa C1 (cu alte agregate) - Clasa C2	12000 13500 15500
7.4	Zidărie din blocuri mici sau plăci de beton celular autoclavizat de tipul GBC: - Marca 50	10500
7.5	Zidărie din blocuri mici sau plăci de beton celular autoclavizat de tipul GBN: - Marca GB 35 - Marca GB 50	8500 9500
OBS: 1. Valorile date nu cuprind greutatea tehnică a tencuielii; 2. Greutățile tehnice pentru tipurile de zidărie de mai sus, corespund unui mortar cu greutatea tehnică de 19.000 N/m ³		
8. Plăci pentru pereți, pardoseli, izolații		
8.1	Foi de plută aglomerată, din materiale plastice	3500
8.2	Linoleum, diferite grosimi	12000
8.3	Plăci de azbest	12000
8.4	Plăci din fibre de lemn, dure și extradure PFL (grosimi de 3,2; 4,0; 5,0; 6,0; 7,0 mm)	9000
8.5	Plăci rigide din PVC pentru pardoseli (grosimi de 1,5 ± 0,2 mm și 2,0 ± 0,1 mm)	18600
8.6	Plăci rigide din PVC pentru placaje interioare (grosime 1,3 ± 0,1 mm)	18600
8.7	Plăci din vată minerală (grosimi de 20; 30; 40; 50; 60; 70; 80 mm)	3500
8.8	Plăci presate PAL	6500
8.9	Plăci din beton celular autoclavizat tip GBN (produs pe bază de nisip) pentru izolații termice	6000
8.10	Plăci din beton celular autoclavizat tip GBC (produs pe bază de cenușă) pentru izolații termice	6900

Tabelul 3.5

GREUTĂȚI TEHNICE PENTRU DIVERSE MATERIALE DE CONSTRUCȚII		
Nr.crt	Denumirea	Greutatea tehnică [N/buc]
1	Plăci presate din sticlă (STAS 2863/2 - 76): - tip P - tip S - tip T - tip R 60 - tip R 80	12,6 22,0 18,5 7,6 10,9
2	Țigle de sticlă (STAS 2863/2 - 76): - țigle cu jgheab	30,0
3	Țigle cu coame din argilă arsă (STAS 515 - 71): - țigle cu jgheaburi laterale, presate - țigle cu jgheaburi laterale și la capete, presate - țigle cu jgheab, trase - țigle solzi	26,0 30,0 24,0 13,5

Tabelul 3.6

GREUTĂȚI TEHNICE PENTRU DIVERSE MATERIALE DE CONSTRUCȚII		
Nr.crt	Denumirea	Greutatea tehnică [N/m ²]
1	Carton bitumat fără strat de acoperire (STAS 138 - 76): - CI 250 - CI 300 - CI 333 - CI 400 - CI 500	5,0 6,0 6,5 8,0 10,0
2	Carton bitumat cu strat de acoperire (STAS 38 - 76): - CA 250 - CA 270 - CA 300 - CA 333 - CA 360 - CA 360/F - CA 400 - CA 400/F - CA 440 - CA 500 - CA 500/F - CA 500/E - CA 500/3 - CPB 300 - CBP 360	13,0 15,0 19,0 21,0 21,6 17,0 23,0 17,0 24,0 26,0 20,0 29,0 32,0 20,0 21,6
3	Covor PVC pentru pardoseli, grosime: 1,5 mm	23,0
4	Dale flexibile PVC pentru pardoseli, grosime: 11,5 mm	23,0
5	Împăslitură din fibre de sticlă bitumată (STAS 7916 - 75): - tip IA 600	15,0

GREUTĂȚI TEHNICE PENTRU DIVERSE MATERIALE DE CONSTRUCȚII		
Nr.crt	Denumirea	Greutatea tehnică [N/m ²]
	- tip IA 800 - tip IA 900 - tip IA 1100 - tip IA 1300 - tip IA 1900 - tip IB 1200 - tip IBP 900 - tip IBP 1200	18,0 20,0 24,0 28,0 40,0 23,0 29,0 23,0 29,0
6	Pânză bitumată (STAS 1046 - 78): - tip 50 - tip 40 - tip A 55 - tip A 45 - tip A 35 - tip A 30	5,0 5,0 30,0 28,0 25,0 28,0
7	Plăci rigide din PVC pentru pardoseli: - tip K 25 (1,5 ± 0,2 mm grosime) - tip M 24 (2,0 ± 0,1 mm grosime)	20,0 38,0
8	Plăci rigide din PVC pentru placaje interioare (1,3 ± 0,1 mm grosime):	25,0
9	Plăci din talaș cu ciment bine stabilit: - tip SC de 25 mm grosime - tip SC de 50 mm grosime	120,0 200,0
10	Rogojini din vată de sticlă pe plasă de rabiț și rogojini din vată de sticlă pe carton celulozic ondulat (STA 8077 - 72) cu grosime de: - 2,0 cm - 3,5 cm - 5,0 cm - 6,0 cm - 7,0 cm - 8,0 cm	18,4 25,0 38,4 47,0 52,0 62,0
11	Saltele din păslă minerală, inclusiv plasă de rabiț cu grosime de: - 2 cm - 1 cm - 5 cm - 8 cm - 10 cm - 12 cm	60,0 110,0 130,0 210,0 260,0 280,0
12	Saltele din vată de sticlă cu plasă de rabiț (STAS 8077 - 72) cu grosime de: - 3,0 cm - 4,0 cm - 5,0 cm - 6,0 cm - 7,0 cm - 8,0 cm - 10,0 cm	30,0 39,6 4,8 56,8 68,0 79,3 97,8

În aplicarea metodei stărilor limită, încărcările se iau în considerare cu intensitățile de calcul, care se determină prin înmulțirea intensităților normate cu coeficienții încărcărilor (relația 3.2). Coeficientul încărcărilor pentru încărcările permanente se determină conform tabelului 3.7.

Tabelul 3.7

Nr. crt	Tipul încărcării		n	
			max.	min.
1	Greutatea elementelor permanente ale construcțiilor (greutatea elementelor structurale, greutatea elementelor de închidere) executate din:	- beton simplu sau armat cu greutatea specifică peste 18 KN/m ³	1,1	0,9
2		- metal - lemn		
3	Greutatea elementelor de izolare, egalizare și finisaj (tencuieli, șape, pardoseli, etc) executate în condiții:	- beton simplu sau armat cu greutatea specifică sub 18 KN/m ³	1,2	0,9
4		- zidărie din cărămidă - zidărie din piatră		
5	Greutatea și împingerea pământurilor și umpluturilor	- industrializate	1,2	0,9
6		- de șantier, cu mijloace tradiționale	1,3	0,9
	Forțele de precomprimare ⁴⁾		1,2	0,8
			1,1	0,9

3.3 ÎNCĂRCĂRI UTILE

Valorile normate ale intensității încărcărilor utile curente, care reprezintă valori maxime în condiții curente de exploatare, sunt date în tabelul 3.8. Aceste valori se pot modifica în condițiile unor justificări tehnico-economice corespunzătoare, aprobate odată cu proiectul. Pentru cazuri nespecificate în tabelul 3.8, aceste valori se vor stabili de la caz la caz, cu ajutorul unor metode fundamentate.

Valorile precizate în tabelul 3.8 nu țin seama de:

- greutatea obiectelor grele situate în încăperile clădirilor de locuit sau social-culturale (sobe, case de bani, aparataj special medical etc.);
- încărcările date de utilajele speciale ale clădirilor (rezervoare și motoare ale instalațiilor clădirii, cazane de încălzire centrală, ascensoare etc.);
- greutatea pereților despărțitori.

În cazul în care planșeul urmează să suporte obiectele grele menționate încărcările respective se vor considera că acționează pe suprafețele efectiv ocupate de acestea, în conformitate cu rezemarea lor reală; pe aceste suprafețe nu se vor mai lua în calcul alte încărcări utile. În acest caz, elementele de construcții și construcțiile se vor verifica și la încărcările specificate în tabelul 3.8. Încărcările utile enumerate în tabelul 3.8, coloanele 3 și 4 acționează pe direcție verticală.

Tabelul 3.8

Nr. crt	Destinația clădirii sau încăperii	Încărcări în:		Încărcări pe verticală sau orizontală la balustrade [N/m]
		Încăperi [N/m ²]	Spații de acces (coridoare, vestibuluri, scări, podeste) [N/m ²]	
1	2	3	4	5
1	Acoperișuri și acoperișuri terase necirculabile, cu pante: a) > 1 : 20 b) ≤ 1 : 20	500 750	- -	- -
2	Acoperișuri terase circulabile a) utilizate în copuri de odihnă, distracție, etc, aglomerări mari de oameni nefiind probabile b) aglomerări mari de oameni fiind probabile c) acoperișurile unor încăperi în hale industriale	2000 4000	3000 4000	500 1000
		Conform condițiilor tehnologice dar nu mai puțin de: 1500		
3	Locuințe (inclusiv coridoare și dependințe), case de odihnă, grădinițe de copii, creșe, dormitoare comune, hoteluri (cu excepția sălilor de adunare), camerele sanatoriilor, spitalelor și altor instituții similare	1500	3000	500
4	Birouri și alte încăperi de lucru (care nu sunt utilizate pentru depozitare și nu cuprind aparate sau utilaje) din instituții și organizații administrative, științifice și de proiectare, săli de clasă fără aparatură de laborator ale instituțiilor de învățământ, săli de lectură	2000	3000	1000
5	a. Laboratoare sau cabinete medicale ale instituțiilor medico-sanitare, științifice, de învățământ, de calcul, în bucătăriile cantinelor și localurilor, în etajele tehnice b. În băi publice, spălătorii, anexe sociale (vestiare, dușuri, etc)	Conform condițiilor de exploatare, dar nu mai puțin de:		
		2000	3000	1000

Nr. crt	Destinația clădirii sau încăperii	Încărcări în:		Încărcări pe verticală sau orizontală la balustrade (a se vedea obs. 12) [N/m]	Observații
		Încăperi [N/m ²]	Spații de acces (coridoare, vestibuluri, scări, podeste) [N/m ²]		
6	Balcoane, logii – cea mai defavorabilă dintre ipotezele: a. încărcare distribuită pe o bandă de lățime 0,8 mm în lungul balustradei b. încărcare distribuită pe toată suprafața	1000 2000	- -	500 500	Obs. 10 Obs. 10
7	Poduri de cabluri electrice, pasarele de inspecție și circulație la grinzi de rulare și benzi transportoare	1500		500	
8	Poduri: a. necirculabile b. circulabile c. utilizate ca etaje tehnice sau având alte destinații speciale	750 1500 dar nu mai puțin decât 750 suplimentar echipamente lor, instalațiilor, etc	3000	500	Obs. 6
Conform nr. Art. 5 a					

3.4 ÎNCĂRCĂRI DATE DE PEREȚII DESPĂRȚITORI

Dacă amplasamentele unor pereți despărțitori neportanți nu pot fi indicate și nu sunt cunoscute în momentul proiectării sau dacă forma în plan a acestor pereți este complicată, se admite ca încărcările date de acești pereți să fie considerate drept încărcări utile, uniform distribuite pe un perimetru al suprafeței planșeului, pe care sprijinirea acestora este posibilă.

Prevederile acestui punct se aplică numai pereților despărțitori neportanți a căror greutate distribuită pe lungimea pereților nu este mai mare de 5000 N/m. În cazul planșeelor la care se poate considera o repartitie transversală a încărcărilor liniare, încărcările echivalente uniform distribuite pe m² au valorile:

- a) pentru pereți despărțitori având greutatea până la 1500 N/m inclusiv500 N/m²
b) pentru pereți despărțitori având greutatea între 1500 N/m și 3000 N/m, inclusiv.....1000 N/m²
c) pentru pereți despărțitori având greutatea peste 3000 N/m însă nu mai mare ca 5000 N/m inclusiv 1500 N/m².

În funcție de diversele situații speciale care pot să apară în practica proiectării, se pot adopta și alte valori, pe baza unui calcul justificativ. În toate cazurile în care poziția și greutatea pereților despărțitori sunt cunoscute, încărcările date de acești pereți se vor lua în calcul conform datelor reale. Pentru planșeele prefabricate (de tip fâșii cu goluri) modul de considerare a încărcărilor date de pereții despărțitori va fi dat în instrucțiunile de folosire a catalogului respectiv.

Pentru încărcările variabile, valorile coeficienților n și n^d se determină conform tabelului 3.9

Tabelul 3.9

Nr. crt.	Tipul încărcării	n	n^d	
1	Încărcările distribuite pe acoperișuri și terase, în locuințe, în încăperi ale instituțiilor administrative, științifice, de proiectare, învățământ, în săli de mese, pe balcoane și logii, în băi publice, spălătorii, anexe sociale, în podurile de cabluri electrice, pe pasarelele industriale, în podurile necirculabile, având intensități normate (conform STAS 10101/2A – 78 tabelul nr. 1 nr.crt. 1...4, 5 b și 6.....8a) de:	până la 2 KN/m ² (inclusiv)	1,4	0,4
2		între 2.....5 KN/m ²	1,3	
3		egale cu 5 KN/m ² sau mai mari	1,2	
4	Încărcări distribuite în poduri circulabile, în săli de adunări și spectacole, în sălile comerciale ale magazinelor, în muzee și expoziții, în tribune, în adăposturi pentru animale, în ateliere cu utilaj ușor, ca și încărcarea datorită oamenilor și materialelor în fabrici sau ateliere având intensități normate (cf. STAS 10101/2A ₁ – 78 tabelul 1 nr.crt.8 b, 9....14) de:	până la 2 KN/m ² (inclusiv)	1,4	0,6
5		între 2.....5 KN/m ²	1,3	
6		egale cu 5 KN/m ² sau mai mari	1,2	
7	Încărcări distribuite în lungul unei linii la balustrade, pereți despărțitori, etc orientate pe direcție verticală sau orizontală	1,2	-	
8	Încărcări concentrate aplicate pe treptele scărilor și pe elementele secundare ale acoperișurilor și planșeelor	1,2	-	

OBSERVAȚIE: Coeficienții încărcărilor n și n^d nu includ coeficienți dinamici.

3.5 ÎNCĂRCĂRI DIN ZĂPADĂ

Acțiunea zăpezii se manifestă prin forțe exterioare distribuite, statice, acționând vertical asupra elementelor de construcție expuse.

Încărcarea din zăpadă se consideră conform STAS 10101/21-92 [42], cu valori diferite, în funcție de zona climatică în care este amplasată construcția. Valorile normate p_z^n și valorile de calcul p_z^c se calculează cu formulele :

$$p_z^n = c_{zi} \cdot c_e \cdot g_z \quad (3.8)$$

$$p_z^c = \gamma_F \cdot c_{zi} \cdot c_e \cdot g_z \quad (3.9)$$

unde:

c_{zi} – coeficient ce ține seama de aglomerarea cu zăpadă pe suprafața acoperișului, cu valori date în funcție de unghiul învelitorii " α " (tabelul 3.10);

c_e – coeficient ce ține seama de condițiile de expunere ale clădirii;

g_z – greutatea de referință a stratului de zăpadă;

γ_F – coeficient parțial de siguranță ce multiplică încărcarea normată și ține seama de clasa de importanță a clădirii și de gruparea de încărcări la care se face calculul.

Coeficientul c_{zi} se stabilește pentru fiecare formă distinctă de acoperiș, ținând seama de zăpada care cade liniștit, de redistribuirea zăpezii datorate vântului, de efectele de alunecare a zăpezii pe acoperișuri în pantă, în funcție de condițiile termice ale acoperișului în cauză, de pantă și de eventuale obstacole. La stabilirea coeficientului c_{zi} trebuie avute în vedere și extinderile posibile în viitor ale construcțiilor sau construcțiile învecinate ce pot fi realizate ulterior.

În cazul acoperișurilor cu configurație de depresiune sau căldare, trebuie să se aibă în vedere și posibilitatea aglomerărilor mari de zăpadă care se pot produce datorită vântului, prin admiterea, în cazuri justificate, că aglomerarea de zăpadă poate să se producă până la nivelul la care corespunde unei suprafețe superioare plate a stratului de zăpadă.

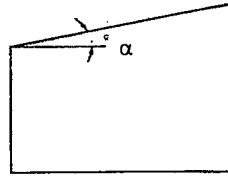
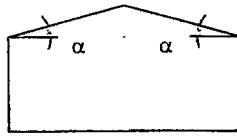
În cazul unor condiții termotehnice speciale pentru elementele supuse acțiunii zăpezii, încărcările acestor elemente trebuie reconsiderate, avându-se în vedere posibilitățile de topire a zăpezii și redistribuire a încărcărilor.

Pentru construcții de importanță deosebită și sensibile la acțiunea zăpezii, valorile c_{zi} se recomandă să se determine experimental pe model, în tunel aerodinamic.

Coeficientul c_e ține seama de condițiile de expunere ale clădirii, având următoarele valori:

- 0,6 pentru condiții deosebite de expunere, fără obstacole pentru condiții normale de expunere,
- 0,8 pentru condiții normale de expunere
- 1,0 pentru condiții speciale de adăpostire
- 1,1 pentru zone de acoperiș cu obstacole în calea spulberării zăpezii.

Tabelul 3.10

Nr. Crt.	Forma acoperișului și scheme de variație a coeficientului c_{zi}	Coeficientul	
		α	c_{zi}
1.	Acoperișuri simple cu un plan  c_{z1} 	$0 < \alpha \leq 30^\circ$	1,0
		$30^\circ < \alpha \leq 60^\circ$	$\frac{60 - \alpha}{30}$
		$\alpha > 30^\circ$	0
	varianta 1  c_{z1}  varianta 2  $1,25 c_{z1}$ $0,75 c_{z1}$	c_{zi} (se determină conform nr. crt.1) Varianta 2 se aplică pentru acoperișuri cu $\alpha \geq 15^\circ$	

Greutatea de referință a stratului de zăpadă g_z se determină în funcție de zona caracteristică din tabelul 3.11. Zonele caracteristice României sunt prezentate în figura 3.1.

Coeficientul parțial de siguranță γ_F , γ_0 , γ_1 , γ_2 ține seama de clasa de importanță a clădirii și de gruparea de încărcări la care se face calculul. Valorile acestuia se iau din tabelul 3.12 iar valorile coeficienților parțiali de siguranță γ_{a+f} din tabelul 3.13.

Clasele de importanță pentru determinarea coeficienților parțiali de siguranță γ_{a+f} sunt definite în tabelul 3.14, în conformitate cu STAS 10100/0-75 [39].

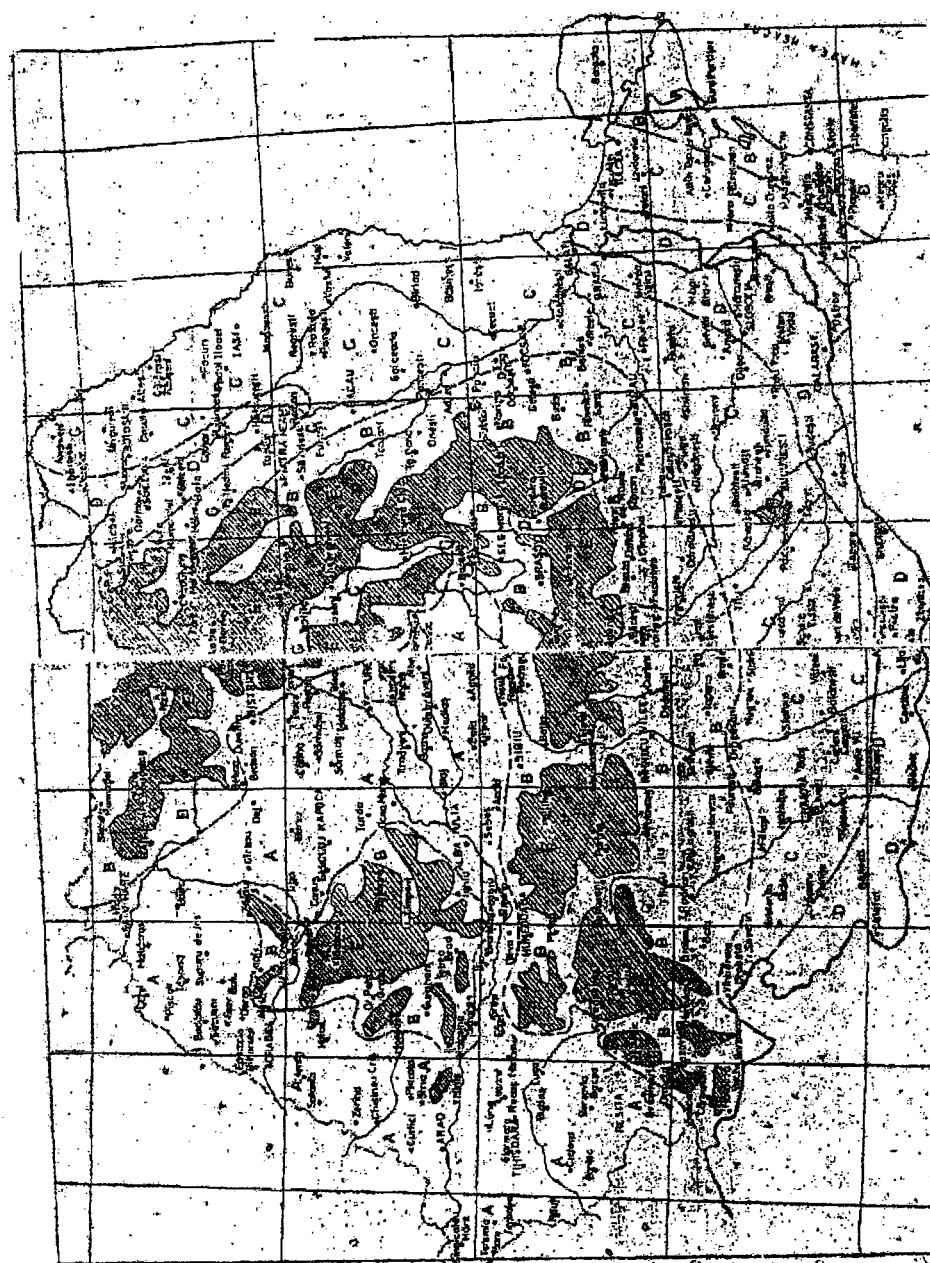


Figura 3.1 – Zonarea teritoriului României pentru acțiunea zăpezii

Tabelul 3.11

Zona din fig. 1	Altitudinea	Perioada de revenire, în ani		
		10	25	50
		Greutatea de referință g_z în $[N/m^2]$		
A	-	900	1200	1500
B	-	1200	1600	2000
C	-	1500	2000	2500
D	-	1800	2400	3000
E	700	1500	2000	2500
	800	1700	2250	2800
	900	1850	2400	3000
	1000	2000	2500	3300
	1100	2200	2900	3600
	1200	2400	3200	4000
	1300	2600	3450	4800
	1400	2850	3800	4700
	1500	3100	4100	5100
	1600	3400	4500	5600
	1700	3700	4900	6100
	1800	4000	5300	6600
	1900	4400	5800	7300
	2000	4800	6400	8000
	2100	5300	7000	8800
	2200	5800	7700	9600
	2300	6200	8300	10400
	2400	6700	9000	11200
	2500	7200	9600	12000

Tabelul 3.12

Stările limită și ruperile de încărcări	Simbolul coefic. parțial de siguranță	Zonele din fig. 3.1	
		A, B, C, D	E
		Coeficienți parțiali de siguranță	
Stările limită ultime de rezistență și stabilitate, sub acțiunea grupărilor fundamentale	γ_F	$\gamma_a - 0,4 \frac{g_p}{c_e g_{p_f}} \geq 0,3 \gamma_a$	$\gamma_b - 0,4 \frac{g_p}{c_e g_p} \geq 0,3 \gamma_b$
Stările limită ale exploataării normale, sub efectul încărcărilor totale de exploatare	γ_0	$\gamma_c - 0,2 \frac{g_p}{c_e g_p} \geq 0,3 \gamma_c$	$\gamma_e - 0,2 \frac{g_p}{c_e g_p} \geq 0,3 \gamma_d$
Stările limită ale exploataării normale, sub efecte de durată. Stările limită ultime, sub acțiunea grupărilor speciale (în carc acțiunea zăpezii joacă un rol secund)	γ_1	γ_e	γ_f
Stările limită ultimă de oboseală	γ_2	0	0,2

Tabelul 3.13

Clasa de importanță	γ_a	γ_b	γ_c	γ_d	γ_e	γ_f
I	2,8	3,0	1,8	2,0	0,40	0,60
II	2,5	2,7	1,6	1,3	0,35	0,55
III	2,2	2,4	1,4	1,6	0,30	0,50
IV	2,0	2,2	1,2	1,4	0,25	0,45
V	1,3	2,0	-	-	-	-

Tabelul 3.14

Clasa de importanță	Caracterizare	Observații asupra modului de asigurare
1	2	3
I	Construcții de importanță excepțională - Construcții a căror avariere are urmări catastrofale - Construcții a căror exploatare neîntreruptă este indispensabilă	În afara unor sporuri mai importante de asigurare, prescrise în reglementările tehnice cu caracter general, pot să fie stabilite, de la caz la caz, criterii speciale de asigurare, pe baza unei justificări corespunzătoare.
II	Construcții de importanță deosebită - Construcții a căror avariere are urmări deosebit de grave - Construcții necesare pentru recuperare în urma unor evenimente catastrofale (construcții a căror supraviețuire este necesară pentru asigurarea unui minim de măsuri în vederea înlăturării urmărilor unor catastrofe).	Pe baza prevederilor unor reglementări tehnice sau pe baza unor justificări corespunzătoare, se adoptă unele sporuri față de asigurarea obișnuită.
III	Construcții de importanță medie - Clasa cuprinde majoritatea construcțiilor - Construcții pentru care nu există indicații de încadrare în alte clase se încadrează în această clasă	Se utilizează valorile de bază ale coeficienților în verificarea siguranței. De regulă nu se introduc diferențieri din punctul de vedere al asigurării necesare.
IV	Construcții de importanță secundară Construcții a căror avariere implică un pericol redus pentru viața și sănătatea oamenilor și produce pagube materiale reduse	Pe baza prevederilor unor reglementări tehnice sau pe baza unor justificări corespunzătoare, se adoptă unele reduceri față de asigurarea obișnuită.
V	Construcții neimportante Construcții provizorii de valoare redusă, a căror avariere nu prezintă pericole pentru viața și sănătatea oamenilor, construcții pentru adăpostirea temporară a animalelor	Unele criterii de asigurare pot să fie mult mai puțin severe decât în mod curent sau chiar să nu fie luate în considerare.

Diferențierea nivelului de asigurare, cu referire la încadrarea în clase de importanță, este legată de valorile considerate pentru acțiunile excepționale sau pentru intensitățile excepționale ale acțiunilor temporare, considerate în grupările speciale.

3.6 ÎNCĂRCĂRI DIN VÂNT

Acțiunea vântului se manifestă prin forțe exterioare distribuite, orientate în mod preponderent normal la suprafața expusă, dar având și componente tangențiale, importante în special pentru elementele de suprafață mare, conform STAS 10101/20-90 [41]. Din punct de vedere al efectului asupra construcțiilor, forțele produse de vânt se consideră ca sumă a două componente, statică și dinamică. În cazul construcțiilor curente, puțin sensibile la acțiunea vântului, încărcările din vânt se consideră că se aplică static.

În general, direcția curentului de aer este orizontală. În raport cu construcția, vântul se consideră că poate să bată din orice direcție.

Încărcarea din vânt se ia în calcule cu intensitatea normată p_v^n și cu cea de calcul p_v^c , gruparea încărcărilor făcându-se conform prevederilor din capitolul 3.

Relațiile de calcul ale intensităților încărcărilor din vânt sunt:

$$p_v^n = \beta \cdot c_{ni} \cdot c_h(z) \cdot g_v \quad (3.10)$$

$$p_v^c = \gamma \cdot p_v^n \quad (3.10a)$$

unde

β - coeficientul de rafală;

c_{ni} - coeficientul aerodinamic pe suprafața "i" a construcției;

$c_h(z)$ - coeficient de variație a presiunii dinamice de bază în raport cu înălțimea z deasupra terenului liber;

g_v - presiunea dinamică de bază stabilizată, la înălțimea de 10 m deasupra terenului;

γ - coeficientul parțial de siguranță;

În vederea determinării efectelor fluctuante ale vântului, în funcție de sensibilitatea la acțiunea vântului, se consideră trei categorii de construcții, C_1 , C_2 , C_3 .

Din categoria C_1 fac parte construcțiile curente, puțin sensibile la acțiunea vântului. În această categorie intră toate construcțiile, afară de cele din categoriile C_2 și C_3 .

Din categoria C_2 fac parte construcțiile curente sensibile la acțiunea vântului. În această categorie intră:

- stâlpi ai liniilor electrice aeriene, turnuri, coșuri de fum, utilaje de tip coloană, estacade care au perioada proprie fundamentală mai mare de 0,25s;

- structuri de clădiri înalte, civile și industriale, care depășesc 40 m înălțime sau au perioada proprie fundamentală mai mare de 1s;

- alte structuri sau părți ușoare de construcție, flexibile (proeminențe, elemente de închidere etc.), susceptibile de a amplifica sensibil oscilațiile datorite fluctuațiilor presiunii vântului;

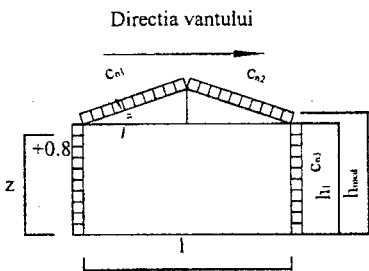
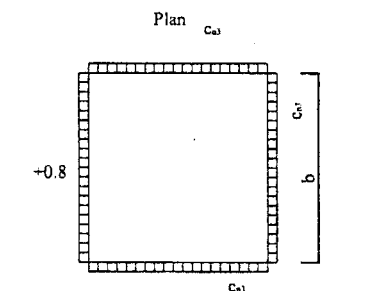
- construcțiile care nu fac parte din categoria C_2 .

Din categoria C₃ fac parte construcțiile care ridică probleme speciale datorită sensibilității la acțiunea vântului și complexității comportării lor. În această categorie intră de exemplu turnurile de televiziune, antenele și coșurile de fum cu înălțimi de peste 150 m, turnurile de răcire cu înălțimi de peste 100 m, grupurile de conducte sau estacade cu deschideri sau înălțimi de peste 50 m.

În cazul construcțiilor din categoria C₁, componentele statică și fluctuantă ale vântului se iau în considerare împreună, iar coeficientul de rafală $\beta = 1,6$.

Coeficientul aerodinamic pe suprafața "i" a construcției c_{ni} pentru diferite scheme de construcție, pentru presiuni și suucțiuni sunt precizate în tabelul 3.15.

Tabelul 3.15

Profilul construcției și scheme de încărcări date de vânt	Indicații pentru definirea coeficientului c_{ni} și folosirea schemelor																																																																										
 Diagram showing wind direction and pressure coefficients for a gabled roof structure. The wind direction is indicated by an arrow labeled "Directia vantului". The roof has a slope angle α. The windward wall has coefficient c_{n1}, the roof has c_{n2}, and the leeward wall has c_{n3}. The height is h_i and the width is b. The plan view shows a rectangular building with c_{n1} on the windward side and c_{n3} on the leeward side.	<table><tr><th rowspan="2">α</th><th colspan="4">h_i / l</th></tr><tr><th>0,00</th><th>0,5</th><th>1,0</th><th>$\geq 2,0$</th></tr><tr><td colspan="5">c_{n1}</td></tr><tr><td>0°</td><td>0,0</td><td>- 0,6</td><td>- 0,7</td><td>- 0,8</td></tr><tr><td>20°</td><td>+ 0,2</td><td>- 0,4</td><td>- 0,7</td><td>- 0,8</td></tr><tr><td>90°</td><td>0,3</td><td>- 0,05</td><td>- 0,45</td><td>- 0,6</td></tr><tr><td>40°</td><td>+ 0,4</td><td>+ 0,3</td><td>- 0,2</td><td>- 0,1</td></tr><tr><td>60°</td><td>+ 0,8</td><td>+ 0,8</td><td>+ 0,8</td><td>+ 0,8</td></tr></table> <table><tr><th colspan="4">h_i / l</th></tr><tr><th>0,0</th><th>0,5</th><th>1,0</th><th>$\geq 2,0$</th></tr><tr><td colspan="4">c_{n2}</td></tr><tr><td>- 0,4</td><td>- 0,4</td><td>- 0,5</td><td>- 0,8</td></tr></table> <table><tr><th rowspan="2">b/l</th><th colspan="3">h_i / l</th></tr><tr><th>$\leq 0,5$</th><th>1,0</th><th>$\geq 2,0$</th></tr><tr><td colspan="4">c_{n3}</td></tr><tr><td>≤ 1</td><td>- 0,4</td><td>- 0,5</td><td>- 0,6</td></tr><tr><td>≥ 2</td><td>- 0,5</td><td>- 0,6</td><td>- 0,6</td></tr></table>	α	h_i / l				0,00	0,5	1,0	$\geq 2,0$	c_{n1}					0°	0,0	- 0,6	- 0,7	- 0,8	20°	+ 0,2	- 0,4	- 0,7	- 0,8	90°	0,3	- 0,05	- 0,45	- 0,6	40°	+ 0,4	+ 0,3	- 0,2	- 0,1	60°	+ 0,8	+ 0,8	+ 0,8	+ 0,8	h_i / l				0,0	0,5	1,0	$\geq 2,0$	c_{n2}				- 0,4	- 0,4	- 0,5	- 0,8	b/l	h_i / l			$\leq 0,5$	1,0	$\geq 2,0$	c_{n3}				≤ 1	- 0,4	- 0,5	- 0,6	≥ 2	- 0,5	- 0,6	- 0,6
α	h_i / l																																																																										
	0,00	0,5	1,0	$\geq 2,0$																																																																							
c_{n1}																																																																											
0°	0,0	- 0,6	- 0,7	- 0,8																																																																							
20°	+ 0,2	- 0,4	- 0,7	- 0,8																																																																							
90°	0,3	- 0,05	- 0,45	- 0,6																																																																							
40°	+ 0,4	+ 0,3	- 0,2	- 0,1																																																																							
60°	+ 0,8	+ 0,8	+ 0,8	+ 0,8																																																																							
h_i / l																																																																											
0,0	0,5	1,0	$\geq 2,0$																																																																								
c_{n2}																																																																											
- 0,4	- 0,4	- 0,5	- 0,8																																																																								
b/l	h_i / l																																																																										
	$\leq 0,5$	1,0	$\geq 2,0$																																																																								
c_{n3}																																																																											
≤ 1	- 0,4	- 0,5	- 0,6																																																																								
≥ 2	- 0,5	- 0,6	- 0,6																																																																								
 Diagram showing wind direction and pressure coefficients for a rectangular building. The wind direction is indicated by an arrow. The windward wall has coefficient c_{n1}, the roof has c_{n2}, and the leeward wall has c_{n3}. The height is h_i and the width is b. The plan view shows a rectangular building with c_{n1} on the windward side and c_{n3} on the leeward side.	Observație: Coeficientul c_{n3} se referă la toate construcțiile închise, cu formă dreptunghiulară în plan.																																																																										

La valorile pozitive ale coeficienților corespund presiuni, iar la valorile negative corespund suucțiuni.

Coeficienții c_{ni} se asociază în cazul presiunilor cu coeficientul $c_h(z)$, iar în cazul suucțiunilor cu $c_h(h_{med})$.

La construcțiile cu deschideri mari (hale, hangare, etc.) trebuie să se țină seama și de variația presiunii interioare (suprapresiune sau suucțiune) aplicată pe toate fețele construcției.

Pentru determinarea acestor variații de presiune, construcțiile se împart în două categorii: cu permeabilitate normală și cu permeabilitate ridicată.

Construcțiile cu permeabilitate normală se consideră cele la care raportul dintre suprafața golurilor, ce pot deschise simultan, din elementele de închidere (pereți, acoperiș) și suprafața elementelor de închidere, este de cel mult 0,15, iar construcțiile cu permeabilitate ridicată se consideră cele la care acest raport este mai mare de 0,15.

În cazul construcțiilor cu permeabilitate normală, variația presiunii interioare se ia egală cu $\pm 0,2 \cdot c_h(h_{med}) \cdot g_v$, iar în cazul celor cu permeabilitate ridicată de $\pm 0,5 \cdot c_h(h_{med}) \cdot g_v$. Încărcările corespunzătoare variațiilor de presiune interioară se suprapun în modul cel mai defavorabil peste încărcările determinate conform relației 3.10.

Pentru determinarea coeficientului $c_h(z)$ se consideră trei tipuri de amplasamente I, II și III, în funcție de mărimea și distribuția obstacolelor situate în vecinătatea construcției considerate.

În tipul de amplasament I se încadrează amplasamentele deschise (câmpii, silvostepe, malurile deschise ale mării, lacurilor etc.), precum și amplasamentele din zona construită cu obstacole cu înălțimi mai mici de 10 m.

În tipul de amplasament II se încadrează amplasamentele din orașe (cu excepția centrelor marilor orașe) și împrejurimi, din zone cu masive forestiere, alte amplasamente similare, acoperite relativ uniform cu obstacole cu înălțimi de peste 10 m.

În tipul de amplasament III se încadrează amplasamentele din centrele marilor orașe cu zone dens construite, cu majoritatea clădirilor având înălțimi de ordinul a 30 m sau mai mari. Pot fi luate în considerare și situații intermediare între cele trei tipuri de amplasamente, ca de exemplu între tipurile I și II, în cazurile în care înălțimea medie a obstacolelor h_{ob} este până la 10 m, iar distanța de la aceste obstacole până la construcție nu este mai mare de $8 h_{ob}$.

Coeficientul $c_h(z)$ în funcție de înălțimea z deasupra terenului liber, în metri, se determină cu relația:

- pentru amplasamente de tip I:

$$c_h(z) = \left(\frac{z}{10} \right)^{0,32} \geq 1,0 \quad (3.11)$$

- pentru amplasamente de tip II:

$$c_h(z) = 0,65 \left(\frac{z}{10} \right)^{0,44} \geq 0,65 \quad (3.12)$$

- pentru amplasamente de tip III:

$$c_h(z) = 0,65 \left(\frac{z}{10} \right)^{0,66} \geq 0,30 \quad (3.13)$$

Coefficientul $c_h(z)$ poate fi determinat și din tabelul 3.16; pentru valori intermediare ale înălțimii z față de cele din tabel, $c_h(z)$ se obține prin interpolare liniară.

Tabelul 3.16

Tipul de amplasament	≤ 10	20	40	60	80	100	150	200	350
	$c_h(z)$								
I	1,00	1,25	1,55	1,75	1,95	2,10	2,40	2,60	3,10
II	0,65	0,90	1,20	1,45	1,65	1,80	2,15	2,15	3,10
III	0,30	0,50	0,75	0,95	1,20	1,35	1,80	2,15	3,10

Presiunea dinamică de bază stabilizată, la înălțimea de 10 m deasupra terenului, se determină în funcție de amplasamentul construcției având în vedere harta de zonare din figura 3.2 și valorile menționate în tabelul 3.17.

Tabelul 3.17

Zona	Altitudinea m	Viteza mediată pe două minute v_{2m} m/s	Presiunea dinamică de bază stabilizată, la înălțimea de 10 m deasupra terenului $[N/m^2]$
A	≤ 800	22	300
B	≤ 800	26	420
C	≤ 800	30	550
D	Zone cu condiții deosebite pentru care se cer date din partea Institutului de Meteorologie și Hidrologie		
E	1000	25	400
	1200	27	450
	1400	32	650
	1600	38	900
	1800	42	1100
	2000	46	1300
	2200	49	1500
	2100	52	1700

OBSERVAȚII :

1. Valorile privind presiunea dinamică de bază stabilizată și viteza mediată pe două minute, au fost stabilite pe baza interpretării șirurilor de observații meteorologice obținute de Institutul de Meteorologie și Hidrologie și sunt date pentru amplasamentele deschise de tip I, la înălțimea de 10 m deasupra terenului și pentru o perioadă de revenire de 10 ani.

2. La stabilirea valorii presiunii dinamice de bază trebuie avute în vedere și condițiile de microrelief care crează situații de adăpostire sau de expunere, conform prevederilor STAS 10101/20-90 pct. 2.6 [41].

3. În zona E, se iau valorile din tabel numai în absența unor cercetări speciale.

4. În zone cu altitudini mai mici de 1400 m, p_{2m} și g_v nu trebuie să aibă valori mai mici decât cele ale zonelor limitrofe, cu altitudine sub 800 m.

Valoarea intensității de calcul a încărcării date de vânt se obține prin înmulțirea intensității normate cu un coeficient parțial de siguranță care este notat γ_F , γ_0 , γ_1 sau γ_2 în funcție de stările limită și gruparea de încărcări la care se face verificarea.

Coefficienții parțiali de siguranță se stabilesc diferențiat în funcție de:

- zonele A, B, C, D și E din figura 3.2;
- starea limită și gruparea de încărcări la care se face verificarea, definite în capitolul 3;
- categoria construcțiilor;
- clasa de importanță (cf. tabel 3.14).

Valorile coeficienților parțiali de siguranță sunt prezentate în tabelul 3.18 și tabelul 3.19.

Tabelul 3.18

Stările limită și grupările de încărcări	Simbolul coeficientului parțial de siguranță	Zonele din fig. 3.2	
		A, B, C	D, E
Stările limită ultime de rezistență și stabilitate sub acțiunea grupărilor fundamentale	γ_F	γ_a	γ_b
Stările limită ale exploataării normale, sub efectul încărcărilor totale de exploatare	γ_0	γ_c	γ_d
Stările limită ale exploataării normale sub efect de durată Stările limită sub acțiunea grupărilor speciale (în care acțiunea vântului joacă un rol secundar)	γ_1	γ_e	γ_f
Starea limită ultimă de oboseală	γ_2	0	0,2

Tabelul 3.19

Feul construcției	Clasa de importanță a construcției	γ_a	γ_b	γ_c	γ_d	γ_e	γ_f
Construcții curente puțin sensibile la acțiunea vântului (categoria C_1)	I	1,60	1,80	1,40	1,60	0,40	0,60
	II	1,40	1,60	1,20	1,40	0,35	0,55
	III	1,20	1,40	1,00	1,20	0,30	0,50
	IV	1,05	1,25	0,85	1,05	0,25	0,45
	V	0,90	1,10	-	-	-	-
Construcții sensibile la acțiunea vântului (categoria C_2 și C_3)	I	2,00	2,20	1,50	1,70	0,40	0,60
	II	1,75	1,95	1,30	1,50	0,35	0,55
	III	1,50	1,70	1,10	1,30	0,30	0,50
	IV	1,30	1,50	0,90	1,10	0,25	0,45

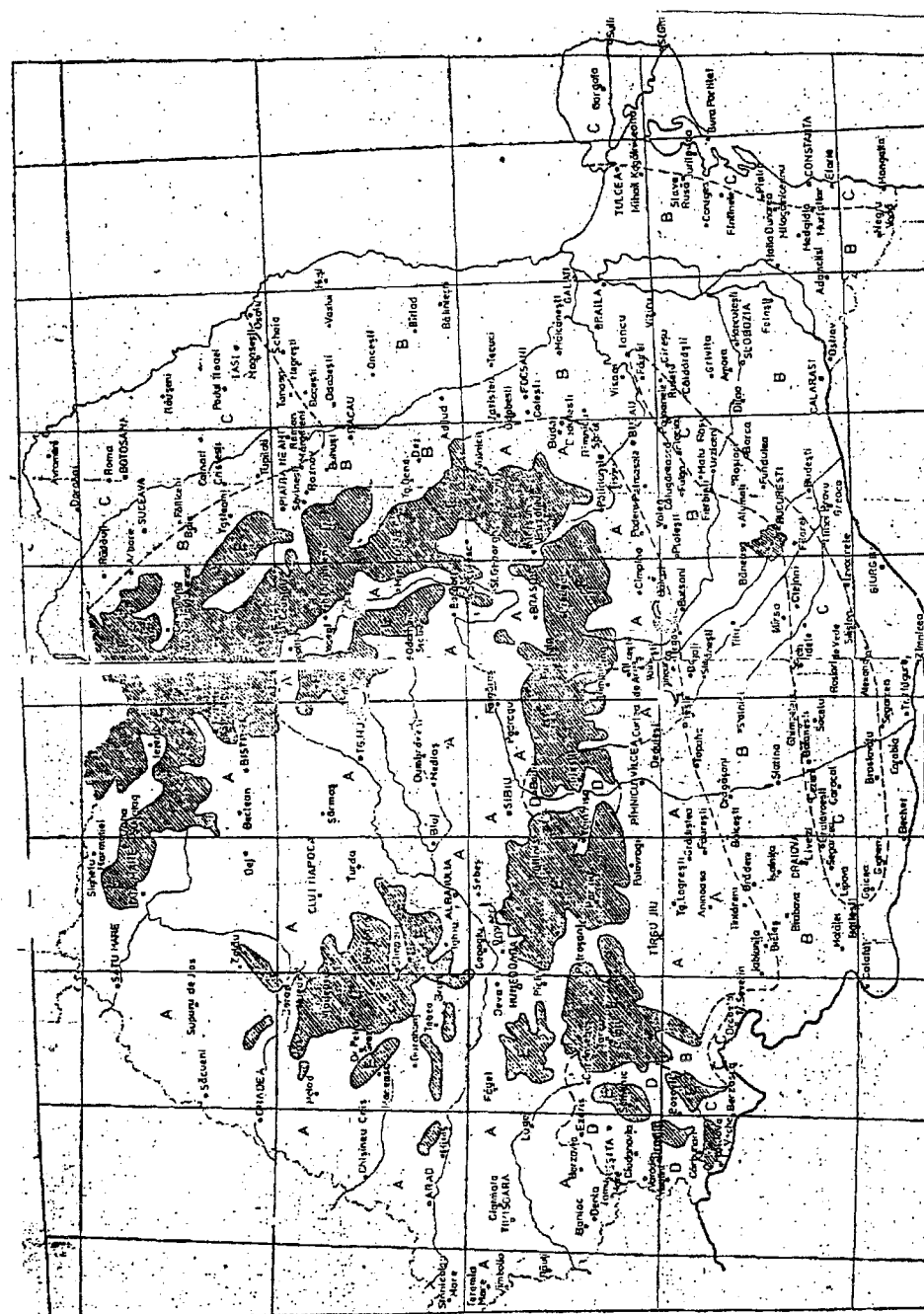


Figura 3.2 – Zonarea teritoriului României pentru acțiunea vântului

Valorile $\gamma_0, \dots, \gamma_r$ se stabilesc conform tabelului 3.19, cu excepția celor pentru unele sisteme speciale (linii aeriene de energie electrică, stații electrice, linii aeriene și comunicație, etc), care se stabilesc conform prescripțiilor speciale referitoare la asemenea sisteme.

În cazul componentelor ușoare (elementelor de închidere, etc.), la care solicitările sunt determinate practic numai din acțiunea vântului, valorile determinate conform tabelului 3.19 se sporesc cu 50 % dacă acestor componente li se atribuie aceeași importanță ca structurii principale. În alte situații se aplică un spor de 0...50 %, apreciat de la caz la caz de proiectant.

CAP 4. ACOPERIȘURI TIP ȘARPANTE DIN LEMN

4.1 GENERALITĂȚI

Acoperișurile sunt elemente de construcție, având rolul de a asigura protecția la partea superioară a clădirii împotriva acțiunilor climatice. Pentru a îndeplini această funcțiune, acoperișul trebuie să asigure colectarea și îndepărtarea apelor meteorice, în vederea prevenirii deteriorărilor ce ar putea apărea în cazul pătrunderii acestora în clădire.

Acoperișurile se împart în două grupe: acoperișuri tip șarpantă (având o pantă mare a învelitorii) și acoperișuri plate, tip terasă (având o pantă redusă de scurgere a apelor meteorice).

Acoperișurile tip șarpantă au în componență următoarele elemente: învelitoarea, șarpanta și elementele accesorii.

Învelitoarea constituie partea de protecție a acoperișului împotriva intemperiilor trebuind să asigure scurgerea apelor de pe acoperiș și să asigure impermeabilitatea la acțiunea apei de orice formă.

Șarpanta reprezintă partea de rezistență a acoperișului și este alcătuită din ansamblul elementelor portante ce asigură preluarea încărcărilor de la învelitoare și le transmite la structura de rezistență verticală a clădirii.

Elementele accesorii sunt streășinile, burlanele și jgheburile, care au rolul de a colecta apele de pe acoperiș și de a le îndepărta de la pereții clădirii.

Cele mai des utilizate tipuri de șarpante sunt cele din lemn. Acestea prezintă o serie întregă de avantaje în execuție și în exploatare, cum ar fi: o execuție ușoară și rapidă, îmbinări simple, greutate proprie relativ redusă și o exploatare sigură.

Dezavantajele șarpantelor din lemn: durabilitatea relativ redusă și pericolul de incendiu, pot fi înlăturate prin tratarea corespunzătoare a materialului lemnos împotriva focului și a degradărilor.

4.2 ÎNVELITORI. PANTELE ÎNVELITORILOR

Pentru ca învelitoarea să asigure scurgerea apelor, acoperișul este executat în mai multe plane înclinate față de orizontală, numite "pante" sau "ape", plane care (în general) fac același unghi cu orizontala.

Tipul învelitorii determină greutatea și panta versanților acoperișului. Panta unui acoperiș trebuie să fie [36], cu atât mai mare cu cât materialul din care se execută este mai puțin impermeabil sau are mai multe rosturi.

Panta învelitorii se alege în funcție de materialul din care este alcătuită învelitoarea, conform tabelului 4.1. În tabel sunt date valorile minime, uzuale și maxime ale pantelor din câmpul învelitorilor, măsurate pe linia de cea mai mare pantă.

Tabelul 4.1

Nr crt	Material și mod de alcătuire	Panta învelitorii, cm/m		
		minimă	uzuală	Maximă
1	Hidroizolații cu una sau două foi bituminate (STAS 138 – 80; STAS 7916 – 80) cu: un strat prins direct în cuie sau șipci, utilizat la construcții provizorii două straturi, primul prins în cuie, al doilea lipit de primul cu mastic de bitum	20	25...45	Vertical
2	Hidroizolații în straturi multiple, din foi bituminate (STAS 138 – 80; STAS 7916 – 80 < STAS 1046 – 78 < STAS 10126 – 80), lipite cu mastic de bitum cu protecție - ușoară (vopsire, folie reflectorizantă, etc) - grea (pietriș la terase necirculabile) - grea (dale la terase circulabile) - ușoară și cu măsuri speciale de asigurare contra alunecării - hidroizolației	1,5 1,5 1,5 20	2...7 2...5 2...4 40...70	20 7 5 150°)
3	Țigle din argilă arsă, STAS 515 – 79 a) solzi: - așezate simplu - așezate dublu b) cu jgheab - trase - presate	60 45 45 35	70...90 55...70 50...70 45...70	275 275 120 120
4	Țigle cu jgheab din mortar de ciment	55	56...70	120
5	Olane, STAS 513 – 74	25	30...50	vertical
6	Azbociment – plăci plane, mici, STAS 5584 – 73 - un strat - două straturi șițe din azbociment - simple - duble	45 35 45 35	50...70 45...70 55...70 45...70	vertical vertical vertical vertical
7	Plăci ondulate din azbociment, STAS 5936/1- 80	Conform STAS 3303/1 - 88		
8	Plăci ondulate, din polimeri - versant dintr-o singură placă - versant din mai multe plăci	5 12	5...30 12...30	vertical vertical
9	Panouri din tablă ondulată STAS 2029 – 80 sau cutată, neagră STAS 1946 – 80 zincată STAS 2028 – 80 versant dintr-o singură foaie versant de mai multe foi	5 12	5...20 12...40	vertical vertical
10	Tablă plană - cu falțuri orizontale și verticale duble - cu falțuri orizontale și verticale duble montate: - în solzi - cu șipci - la cornișe și briuri (profile cu falțuri)	15 7 40 40 2	30...60 15...40 5...275 5...275 5...10	vertical vertical vertical vertical vertical

11	Șiț, șindrilă - în două straturi - în trei straturi sau mai multe			60	70...180	vertical
				50	60...110	vertical
12	Stuf și trestie			60	80...120	275
13	Geam la: a. lucarne, tabachere	Microclimat interior		10	15...40	vertical
		Temperatura interioară 0°C	Umiditatea relativă a aerului %			
	b. luminatoare - simplu - dublu	≤ 15°	60	30	31...35	vertical
			61...80	45	46...52	vertical
			60	30	31...35	vertical
			61...80	30	31...35	vertical
	- simplu - dublu	> 15°	60	45	46...52	vertical
			61...80	45	46...52	vertical
			60	30	31...35	vertical
			61...80	45	46...52	vertical

*) Racordările hidroizolației la atice, racorduri și corpuri de clădiri învecinate mai înalte se execută pe verticală cu fixare la partea superioară.

Instrucțiunile STAS 3300/2-88 [49] precizează că la proiectarea învelitorilor se ține cont, pe lângă modul de alcătuire a acestora, de încadrarea amplasamentului construcției față de condițiile locale de expunere la vânt și față de condițiile de simultaneitate a ploilor și a vântului, conform hărții de zonare a teritoriului României (figura 4.1).

Amplasamentul construcției, în funcție de localizarea acestuia pe teritoriul României, poate fi încadrat din punct de vedere al condițiilor locale de expunere la vânt, în:

- amplasament normal (în câmpie sau podiș);
- amplasament protejat (în zonele depresionare, înconjurate de dealuri sau mărginite de dealuri pe direcția vânturilor dominante);
- amplasament expus (în zonele din vecinătatea mării sau a unor întinderi mari de ape, pe o distanță de 5 km sau în văi înguste și deschise, trecători, vârfuri și versanți de munte afectați de vânturi).

În funcție de condițiile strict locale în care se află amplasamentul proiectantului poate aprecia trecerea obiectivului de la zona I la zona II sau invers.

Valorile pantelor învelitorilor cuprinse între minim și uzual (valoarea minimă) se folosesc în cazul suprafețelor reduse, a lungimilor reduse de versant, a frângerilor de pantă, lucarnelor sau copertinelor.

Valorile pantelor învelitorilor cuprinse între uzual (limita superioară) și maxim se pot folosi în zona III doar în cazul luării de măsuri speciale de prindere și de protecție a învelitorii.

La învelitorile cu dolii ale căror pante scad sub valoarea minimă, se intercalează între planurile acoperișului care formează dolia un plan a cărui pantă are valoarea minimă.

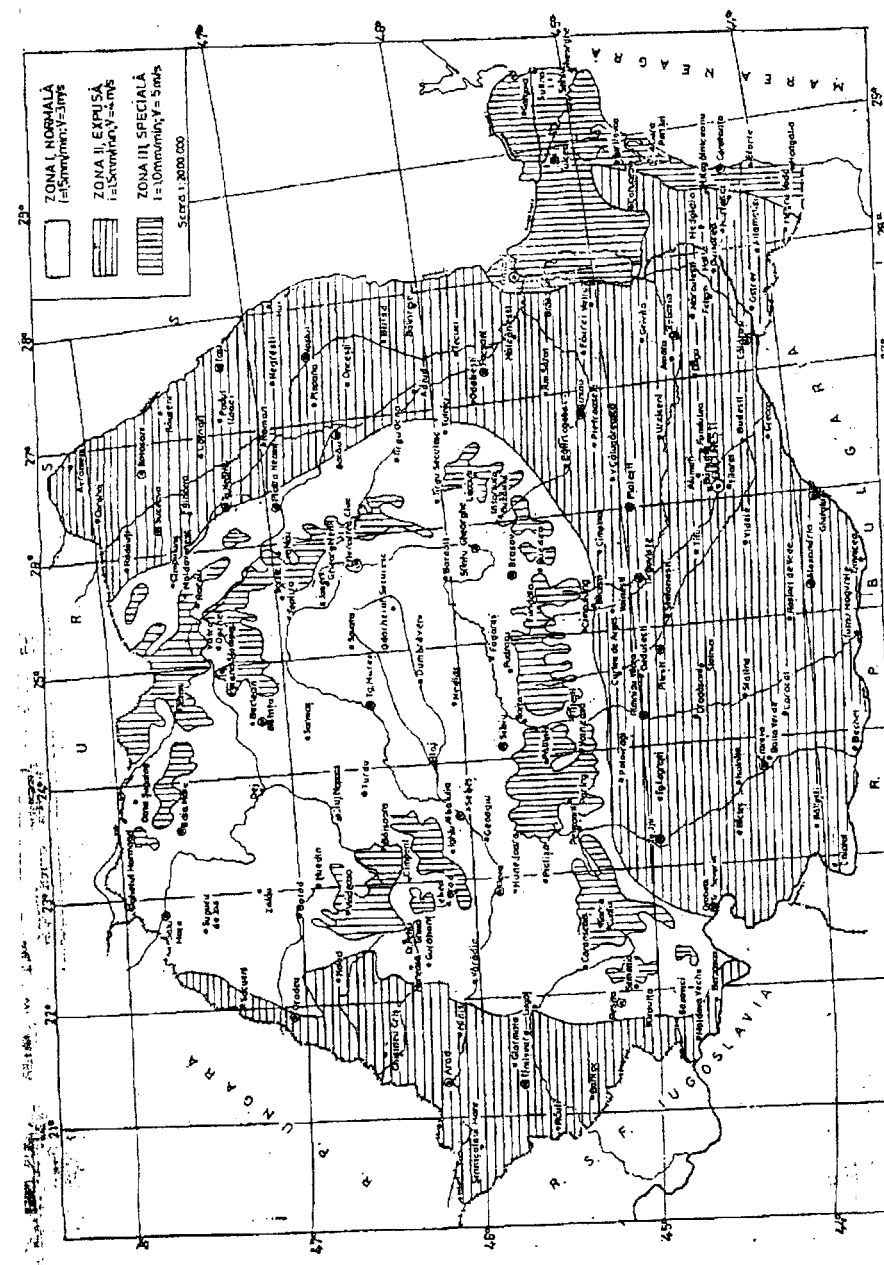


Figura 4.1 – Harta cu zonarea climatică a teritoriului României din punct de vedere al intensității maxime și al simultaneității ploilor și vântului

4.3 SOLUȚII CONSTRUCTIVE PENTRU ȘARPANTE

Tipuri de șarpante

Șarpantele folosite în mod frecvent la clădirile de locuit, social-administrative sau culturale cu deschiderile transversale până la 18 m, au o alcătuire specială și se numesc șarpante dulgherești sau clasice.

Acestea pot fi clasificate după modul de rezemare pe elementele structurale ale clădirii în: șarpante cu căpriori, șarpante cu scaune, șarpante cu macaz, șarpante mixte.

Șarpante cu căpriori

Șarpantele cu căpriori sunt utilizate la clădiri cu o singură deschidere (figura 4.2), la care pereții portanți sunt dispuși la distanța de 4,0 – 6,5 m:

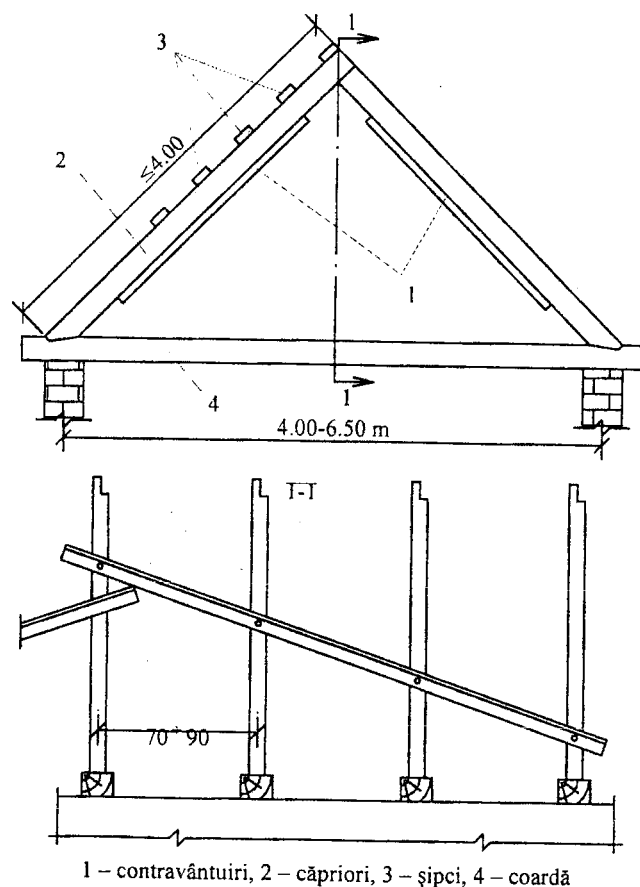


Figura 4.2 – Șarpantă cu căpriori, pentru deschideri $4,00 \text{ m} \leq L \leq 6,50 \text{ m}$

Șarpantele cu scaune

Șarpantele cu scaune sunt folosite la clădirile care au pereți de rezistență interiori ce pot prelua încărcările transmise de elementele verticale ale șarpantei.

Acestea se impart, după modul de rezemare, în două grupe:

- șarpante pe ziduri sau grinzi transversale
- șarpante pe ziduri longitudinale.

Șarpante pe ziduri sau grinzi transversale

În funcție de mărimea deschiderii transversale a clădirii (L) șarpantele pot avea diferite scheme de alcătuire, distanța dintre ferme fiind de 3,00...5,00 m. În figurile 4.3...4.5 sunt prezentate cele mai des utilizate soluțiile constructive pentru șarpantele cu scaune rezemate pe ziduri sau grinzi transversale și detaliile specifice.

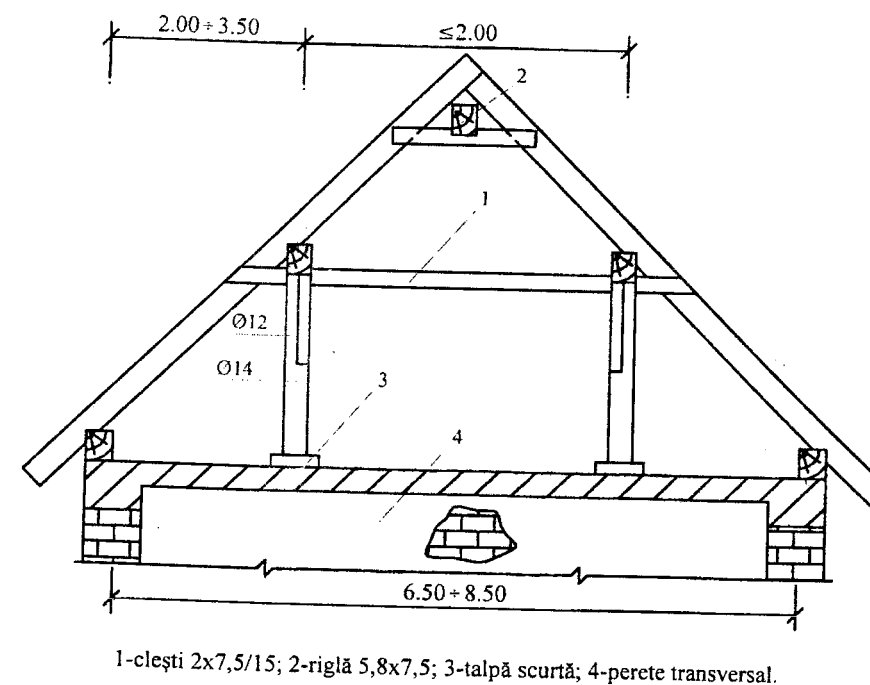
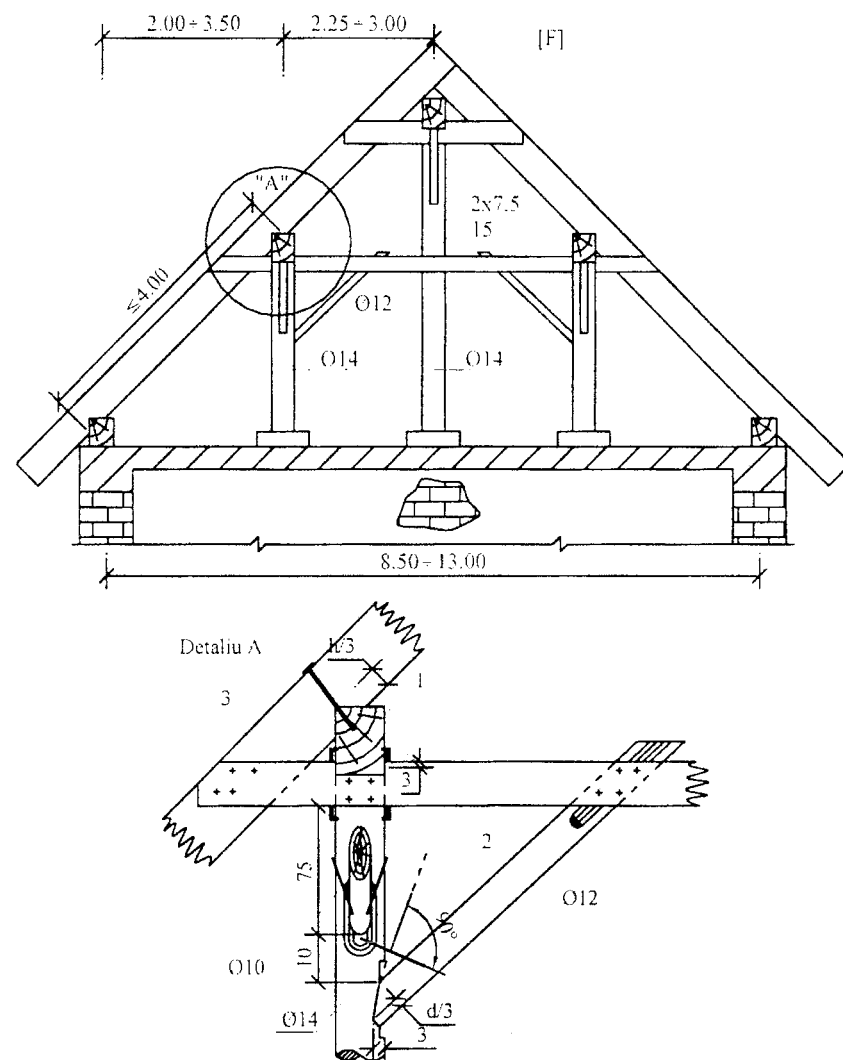


Fig.4.3 - Șarpantă pe ziduri transversale, pentru deschideri $6,50 \text{ m} \leq L \leq 8,50 \text{ m}$.

Șarpante pe ziduri longitudinale

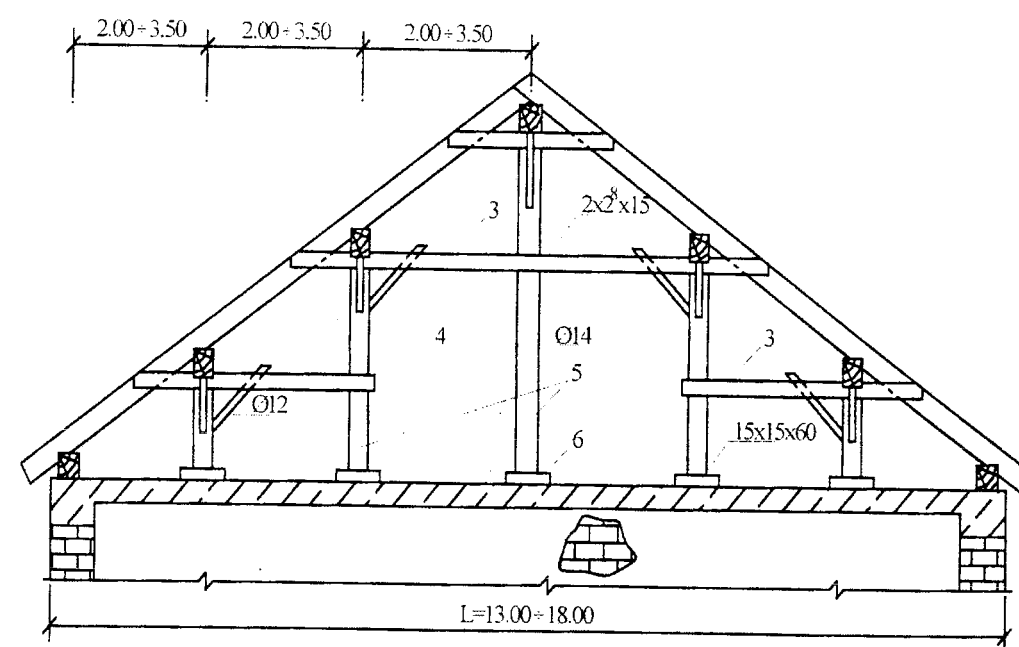
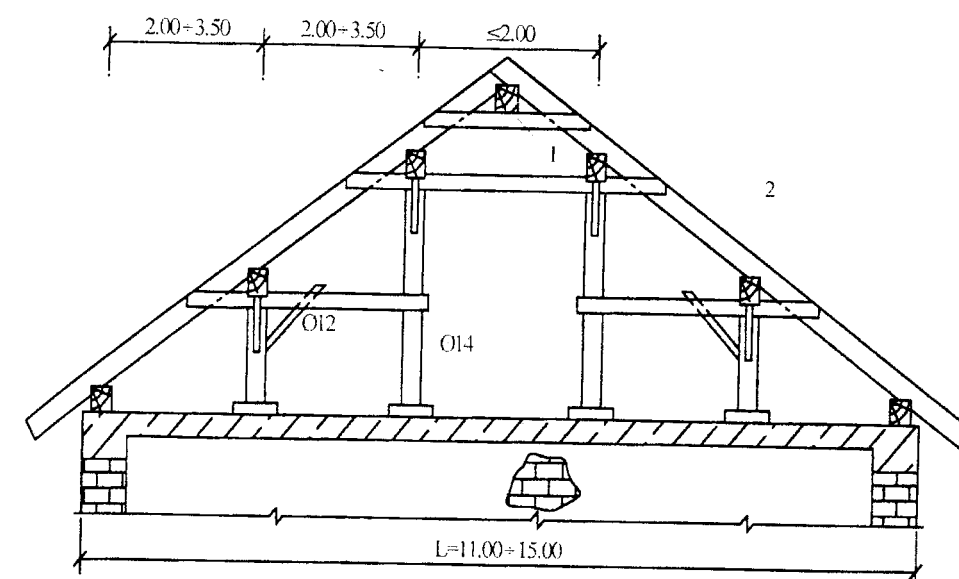
În figurile 4.6...4.10 sunt prezentate soluțiile constructive și detaliile specifice șarpantelor cu scaune rezemate pe ziduri longitudinale mediane, pentru diferite valori (L) ale deschiderilor transversale ale clădirii. Pentru deschiderea (L) cuprinsă între 6,50...7,50 m se dau două variante de rezolvare a șarpantelor: una având paneele

intermediare drepte (figura 4.7) și cea de-a doua, având panee intermediare oblice (figura 4.8). Șarpantele pe ziduri longitudinale au fermele dispuse la distanța de 2,80...3,50 m.



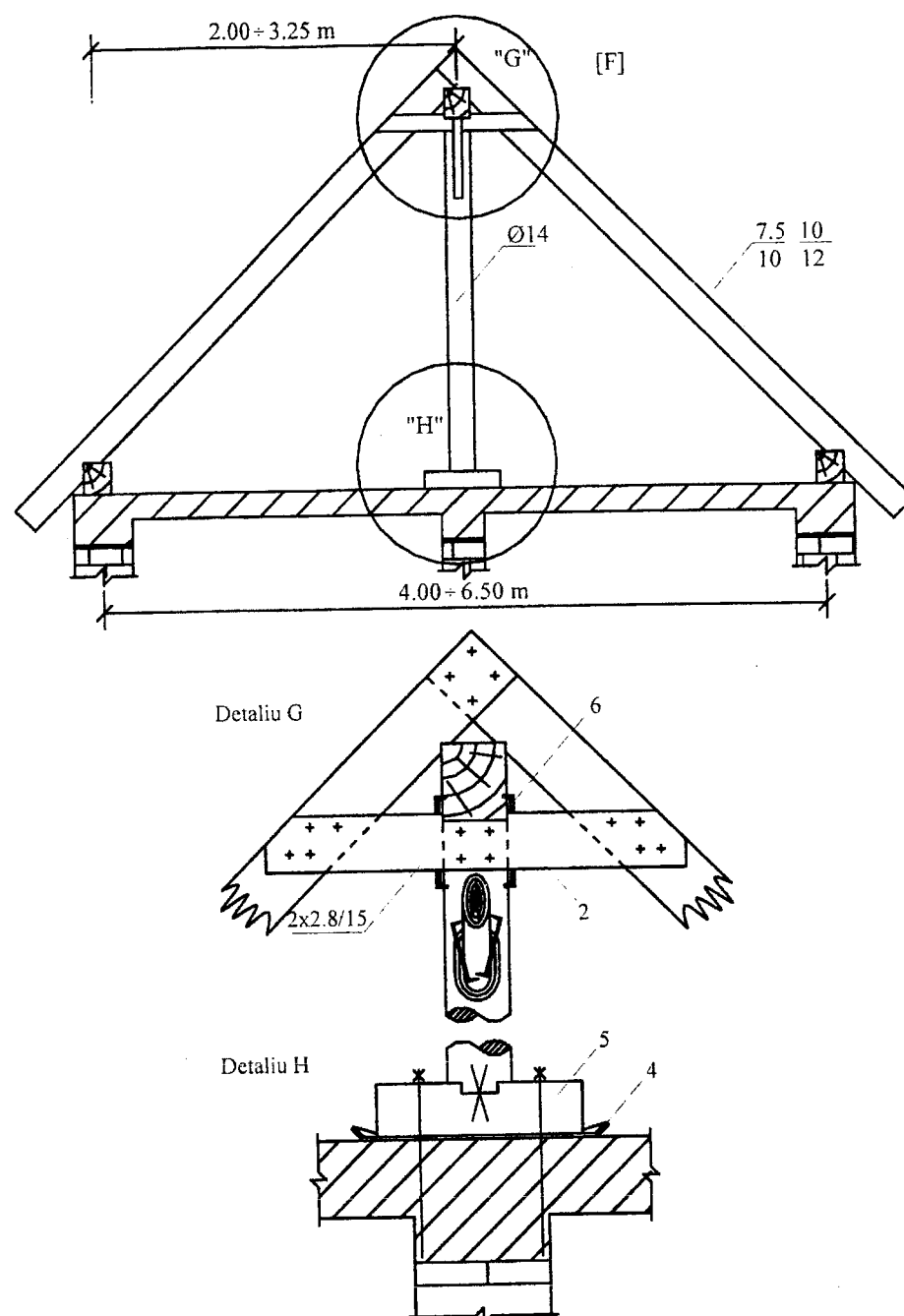
1-pană 12x15; 2-clește 2x(2⁸x15); 3-căprior 10x12.

Fig.4.4 – Șarpantă pe ziduri transversale, pentru deschideri $8,50 \text{ m} \leq L \leq 13,00 \text{ m}$.

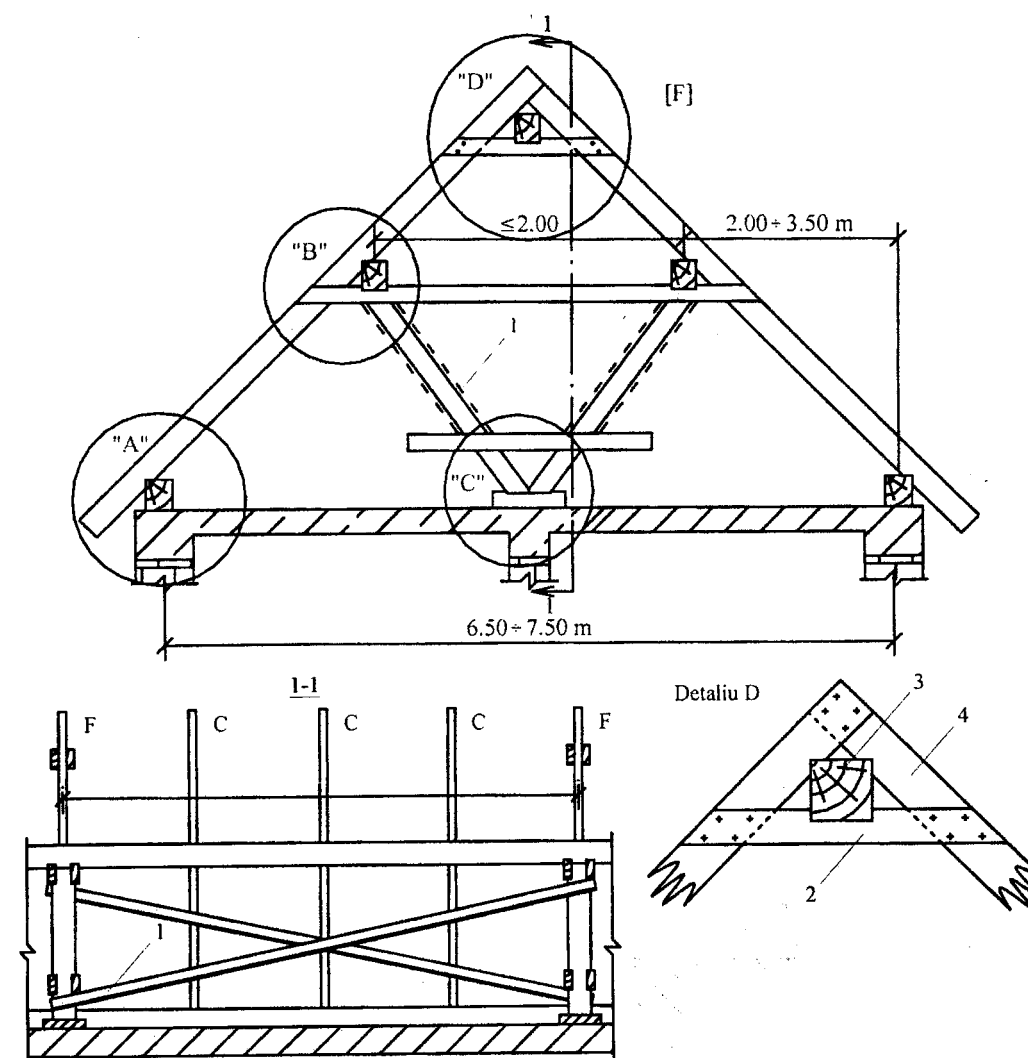


1-rigla; 2-căprior; 3-clești; 4-contravântuire; 5-pop; 6-talpa.

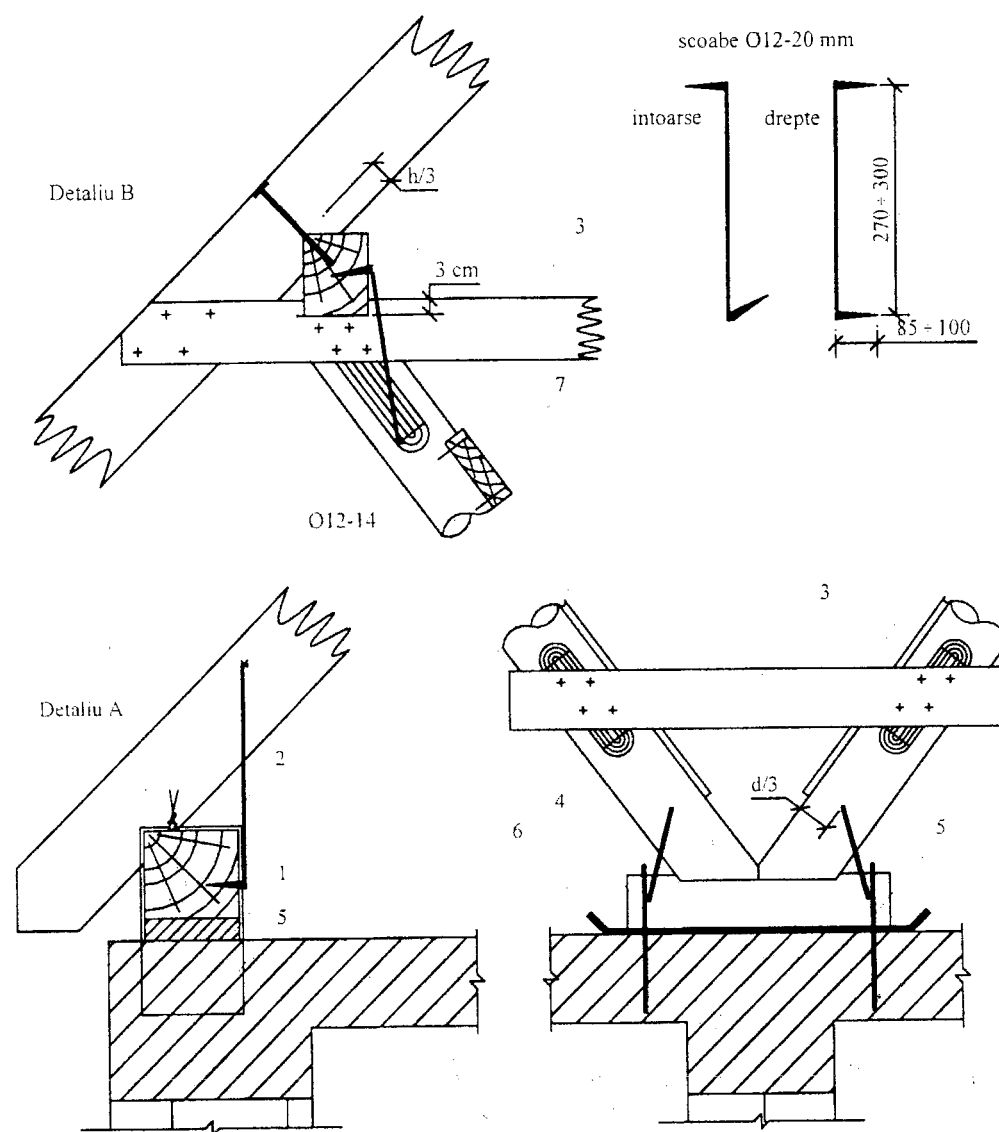
Fig.4.5 - Șarpante pe ziduri transversale, pentru deschideri $11,00 \text{ m} \leq L \leq 18,00 \text{ m}$.



1-pop; 2-clești (scândură); 3-contrafișă Ø12; 4-carton asfaltat; 5-talpa scurtă; 6-scoabe.
 Figura 4.6 - Șarpantă pe zid longitudinal median, pentru $L \leq 6,50$ m.

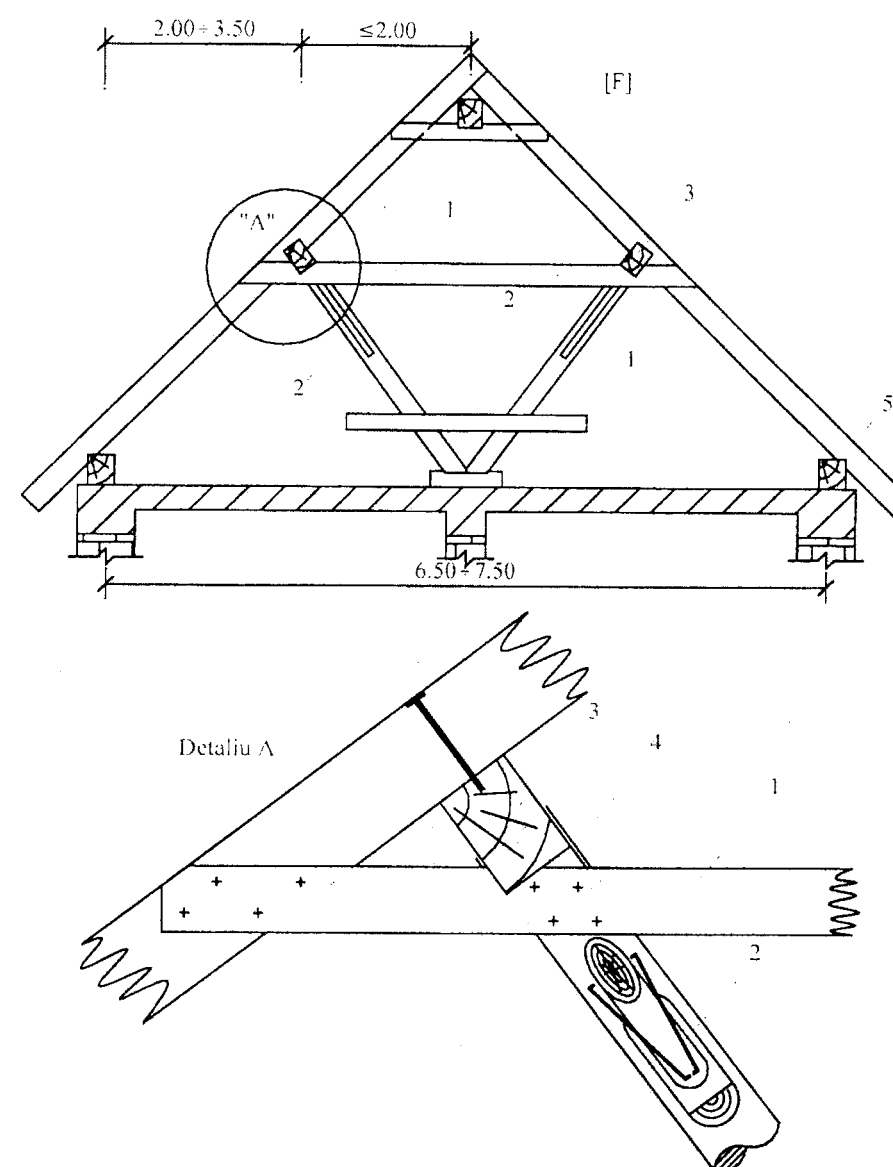


1-furură; 2-clești; 3-pană; 4-căprior.
 Figura 4.7.a - Șarpantă cu popi înclinați, rezemată pe zid longitudinal median, pentru $6,50 \text{ m} \leq L \leq 7,50 \text{ m}$.



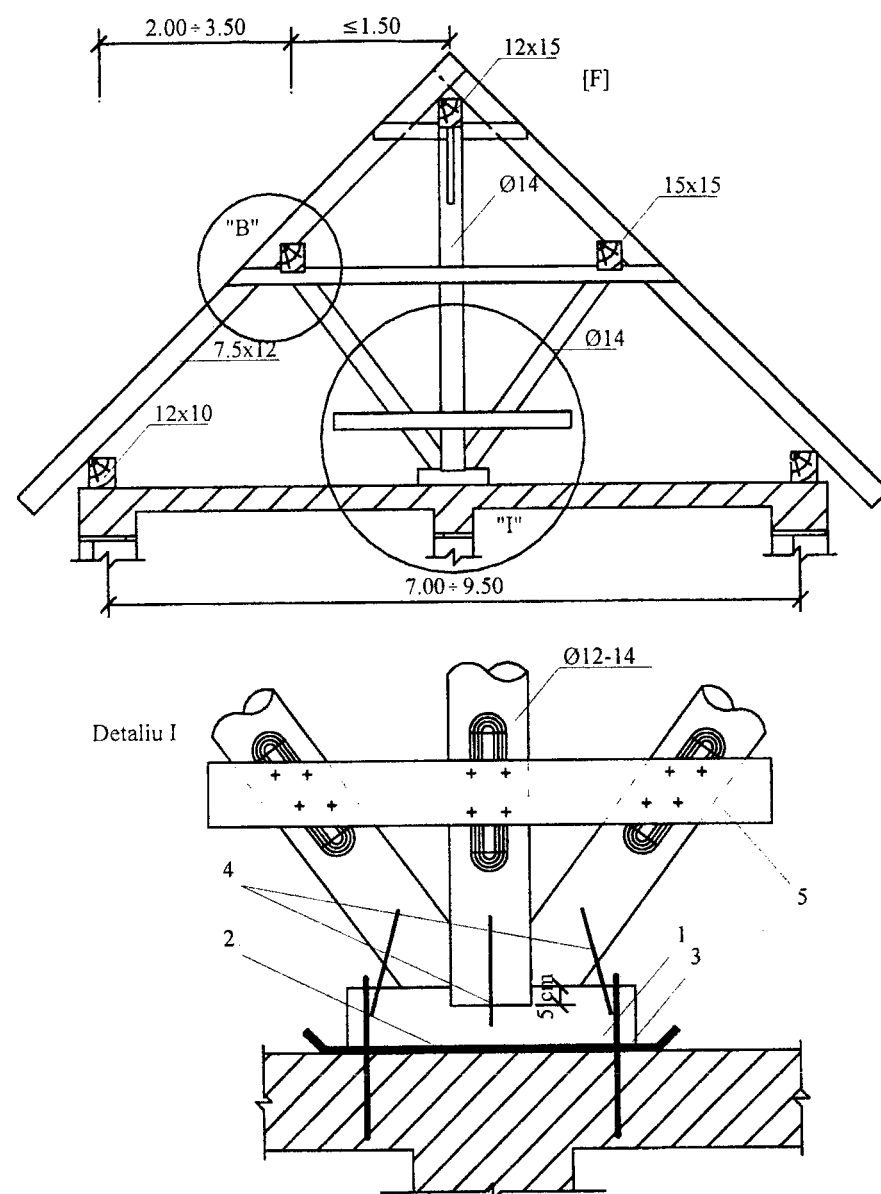
1-furură; 2-scoabă; 3-clești $2^8 \times 15$; 4-talpă 15×15 ; 5-etrieri; 6-carton asfaltat; 7-contravântuire $2^8 \times 15$.

Figura 4.7.b - Șarpantă cu popi înclinați, rezemată pe zid longitudinal median, pentru $6,50 \text{ m} \leq L \leq 7,50 \text{ m}$ detalii.

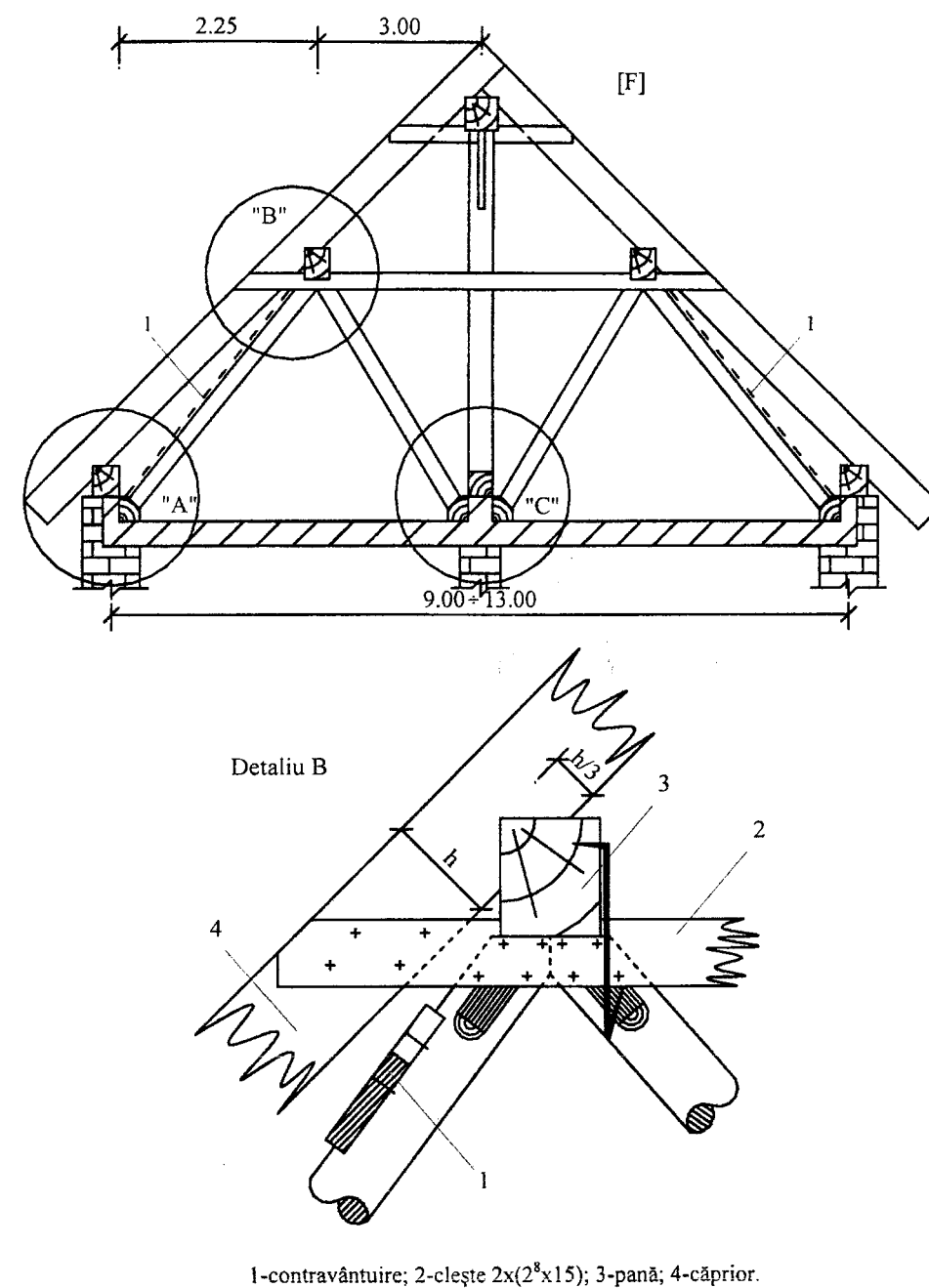


1-clești; 2-contrafișa longitudinală; 3-pană intermediară înclinată; 4-scoaba; 5-pană de streășină.

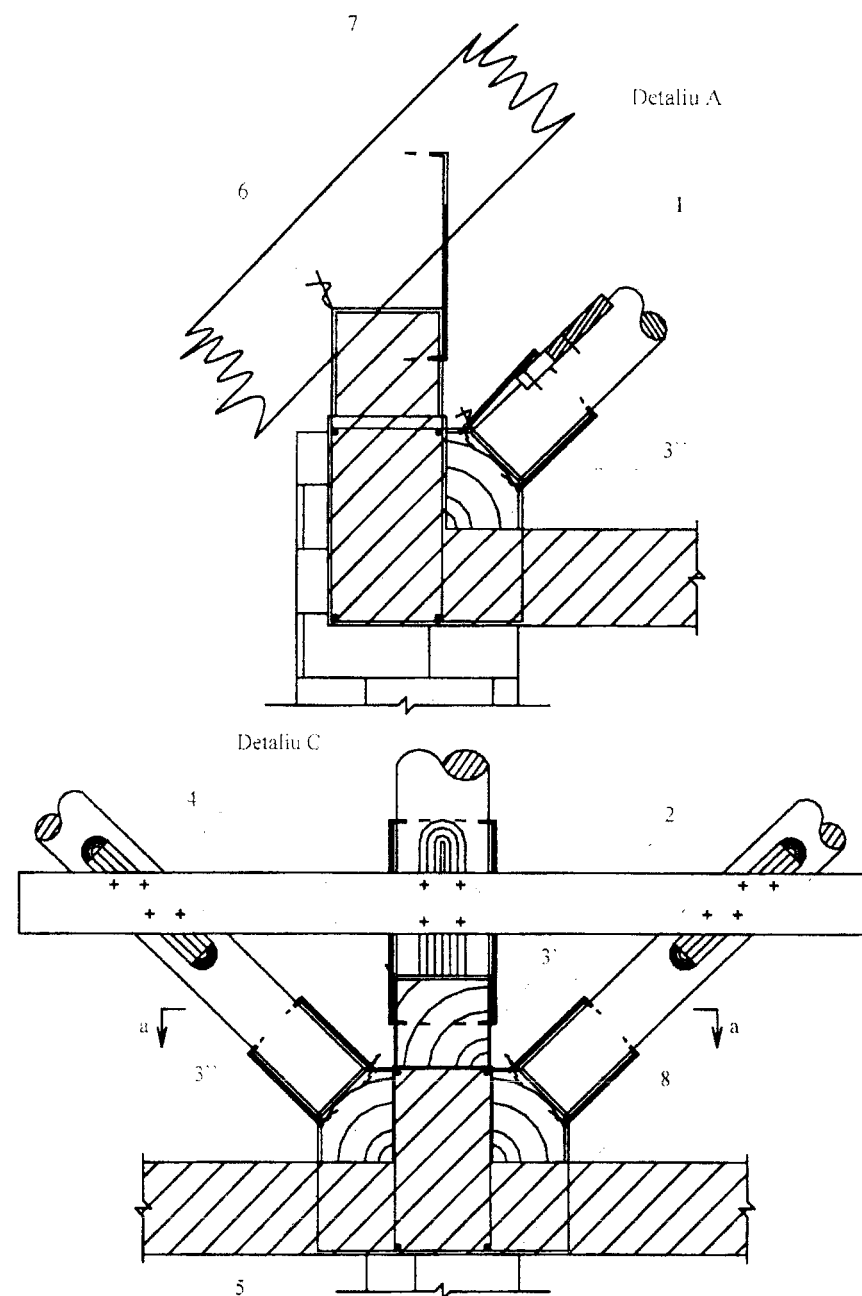
Figura 4.8 - Șarpantă pe zid longitudinal median, cu pane înclinate, pentru $6,50 \text{ m} \leq L \leq 7,50 \text{ m}$.



1-talpa 15x15x70; 2-carton asfaltat; 3-etrieri; 4-scoabe metalice.
Figura 4.9 - Șarpantă pe zid longitudinal median, pentru $7,00 \text{ m} \leq L \leq 9,00 \text{ m}$



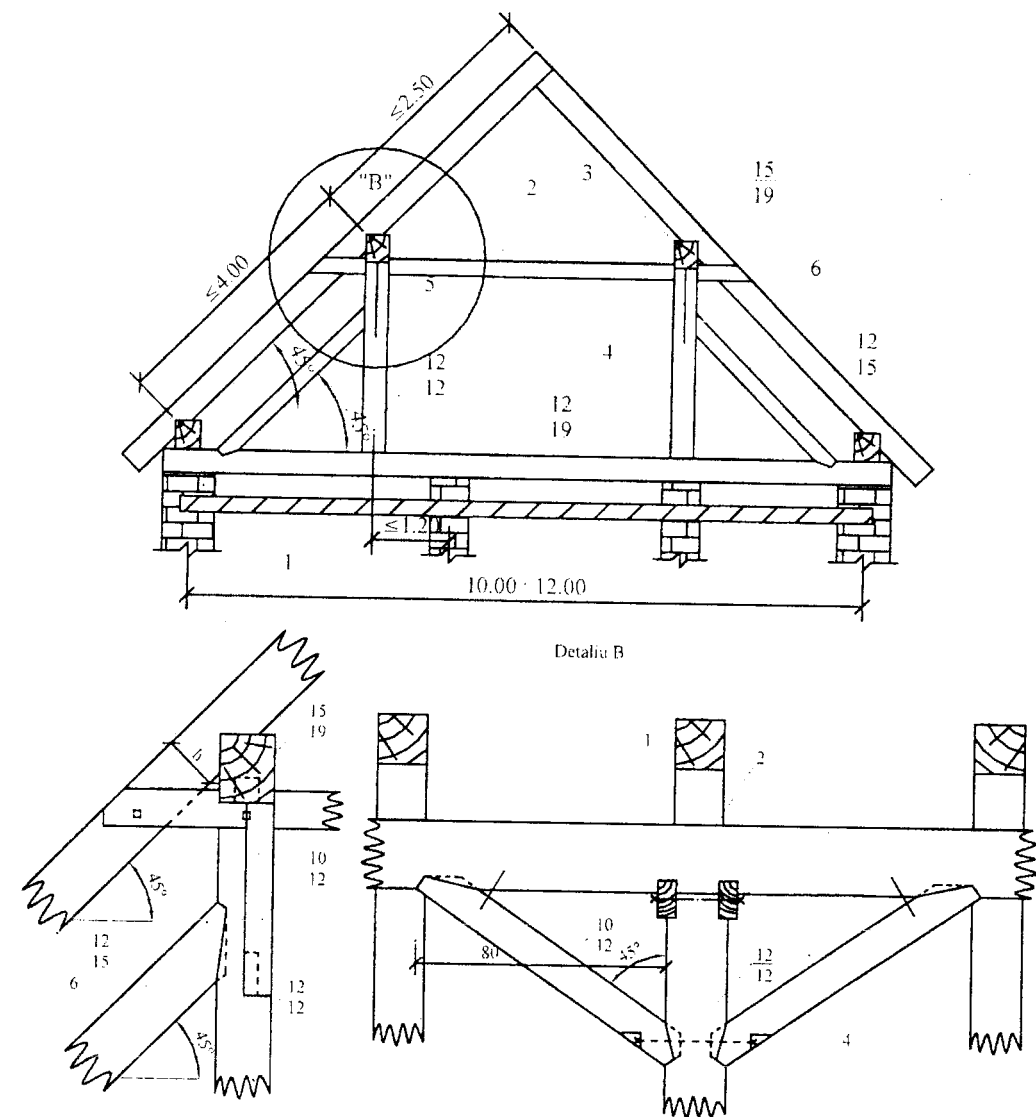
1-contravântuire; 2-clește 2x(2x15); 3-pană; 4-câprior.
Figura 4.10.a - Șarpantă pe zid longitudinal median, pentru $9,00 \text{ m} \leq L \leq 13,00 \text{ m}$.



1-contravântuire; 2-clește 2x(2³x15); 3-tâlpi; 3'-talpa 15x15x60; 3''-talpa scurtă; 4-scoabe; 5-ancoraj Ø6; 6-pană; 7-câprior; 8-zid.

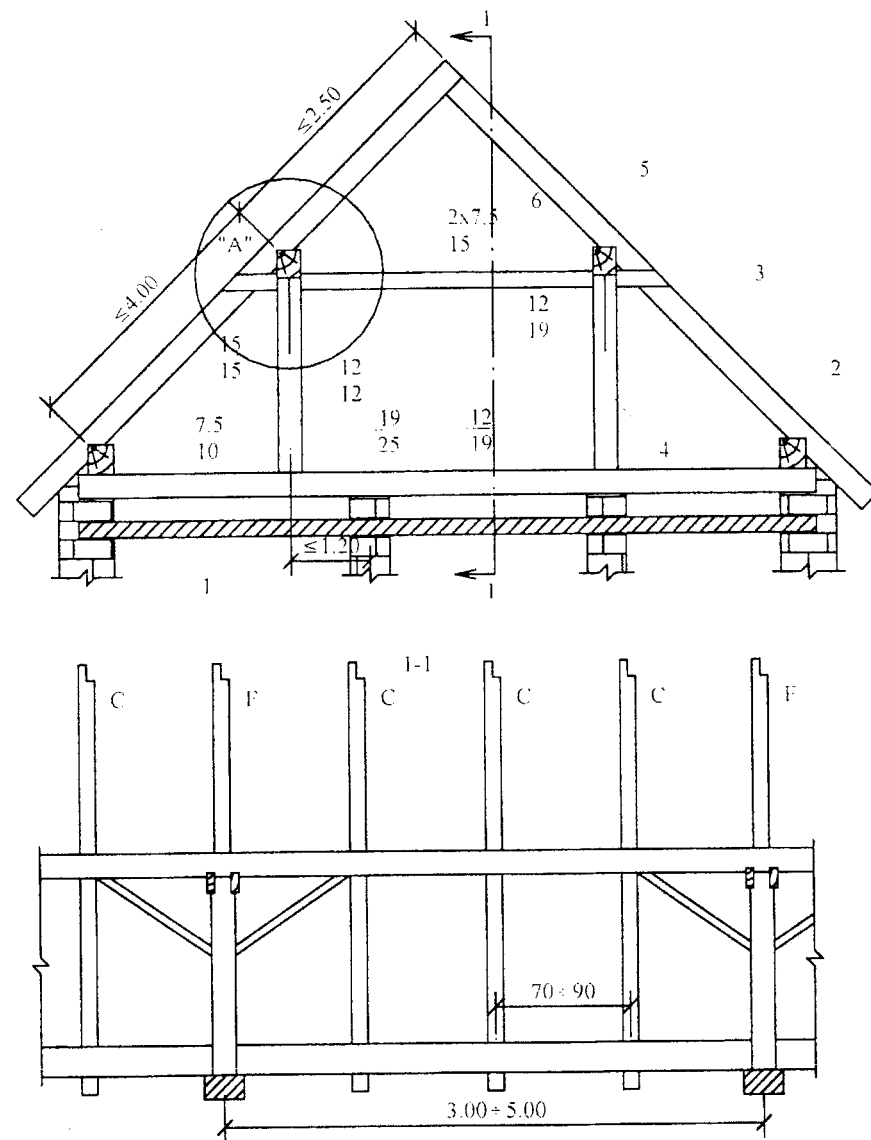
Figura 4.10.b - Șarpantă pe zid longitudinal median, pentru $9,00 \text{ m} \leq L \leq 13,00 \text{ m}$.

În cazul când zidurile longitudinale nu sunt mediane sau simetric amplasate în secțiunea transversală, se poate adopta soluția de șarpantă din figura 4.11 sau cea din figura 4.12, având distanța maximă de 1,20 m între pop și peretele longitudinal.



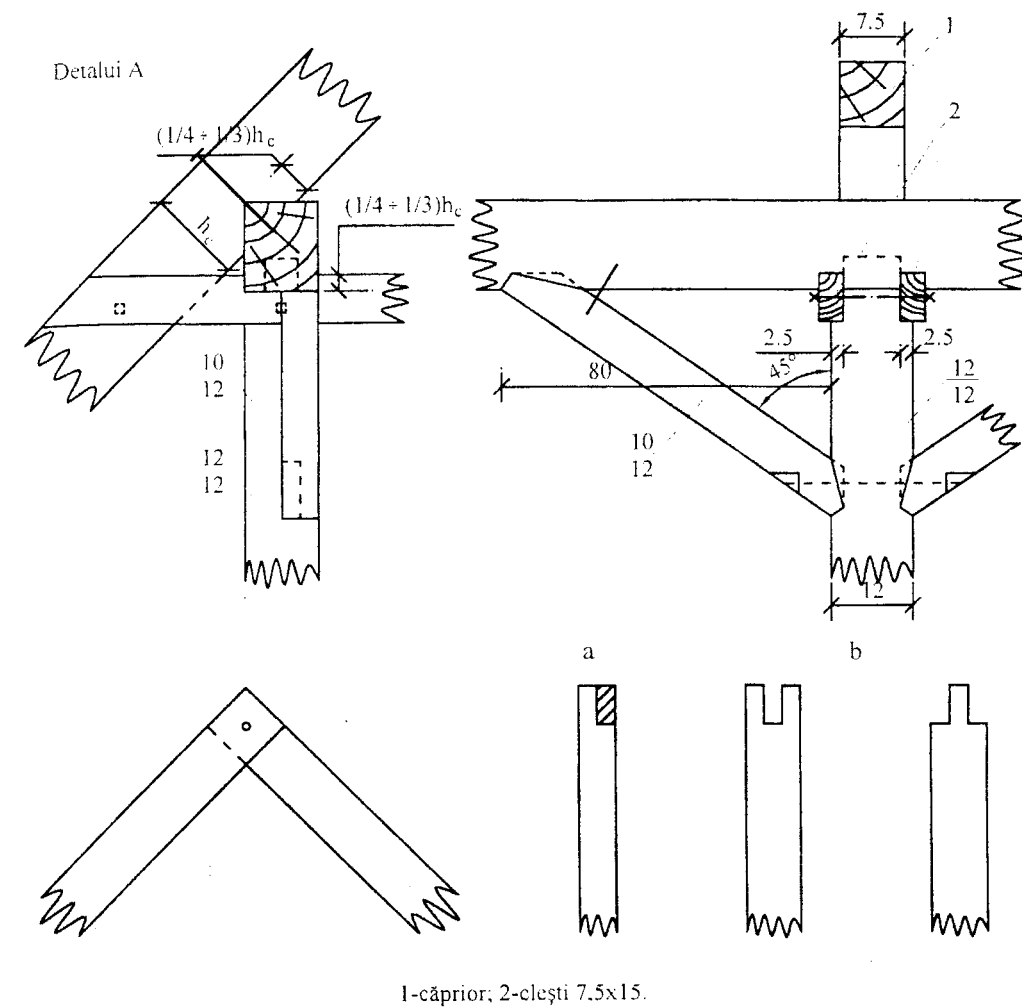
1-câprior; clești 7.5x7.5; 3-pană; 4-contrafișă; 5-pop; 6-arbaletrier.

Figura 4.11 - Șarpantă pe ziduri longitudinale, pentru $10,00 \text{ m} \leq L \leq 12,00 \text{ m}$ -varianta I



1-planșeu; 2-pană de streășină; 3-căprior; 4-contrafișă; 5-pană intermediară; 6-clești 7.5x15.

Figura 4.12.a - Șarpantă pe ziduri longitudinale, pentru $10,00 \text{ m} \leq L \leq 12,00 \text{ m}$ - varianta 2



1-căprior; 2-clești 7.5x15.

Figura 4.12.b - Șarpantă pe ziduri longitudinale, pentru $10,00 \text{ m} \leq L \leq 12,00 \text{ m}$ - varianta 2, detalii

Șarpantele cu macaz

Șarpantele cu ferme tip macaz sunt utilizate la clădirile care nu au decât pereți longitudinali exteriori (fără pereți de rezistență interiori, pe care ar putea descărca elementele șarpantei) sau cu pereți interiori amplasați neconvenabil pentru descărcarea șarpantei pe ei.

După mărimea deschiderii transversale, schemele de alcătuire a șarpantelor cu macaz se execută în diferite soluții constructive.

În figurile 4.13 și 4.14 sunt prezentate șarpante cu simplu, respectiv cu dublu macaz, pentru deschideri transversale (L) mai mari de 8,00 m.

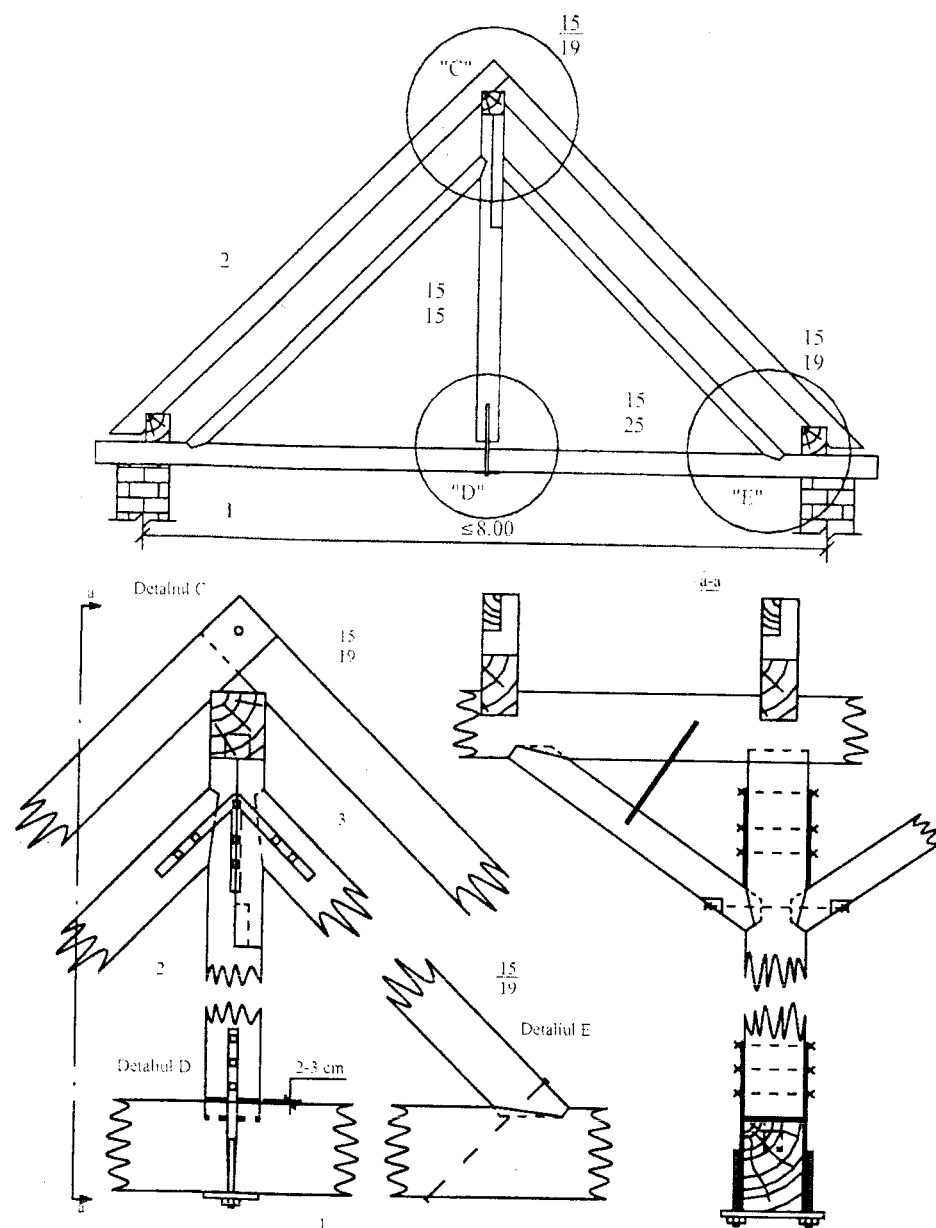


Figura 4.13 - Șarpantă cu macaz pentru deschideri $L \leq 8,00$ m. Detalii caracteristice.

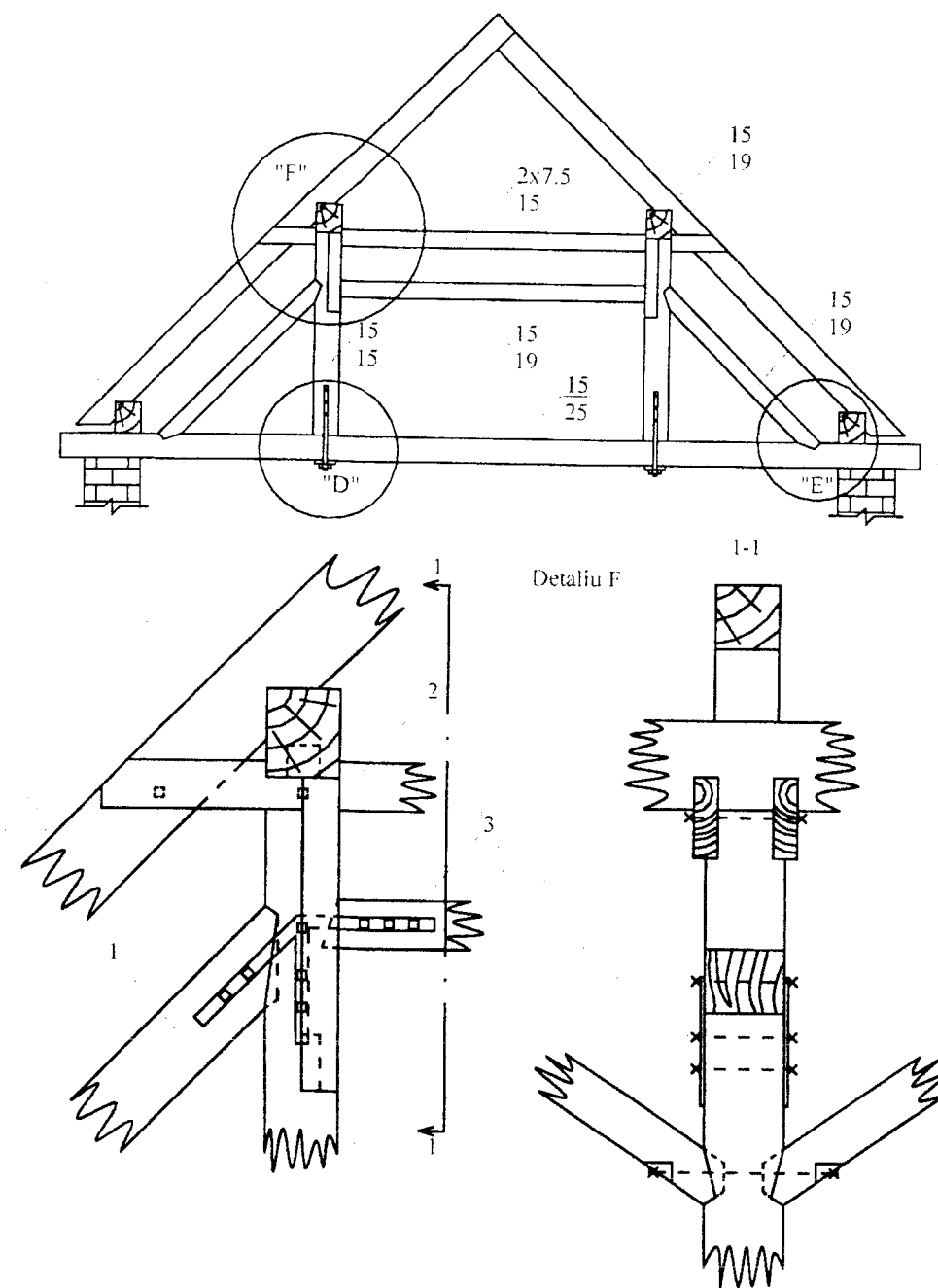


Figura 4.14 - Șarpantă cu macaz pentru deschideri $L \geq 8,00$ m. Detalii caracteristice.

4.4 ELEMENTELE COMPONENTE ALE ȘARPANTELOR. MATERIALUL LEMNOS ȘI CARACTERISTICILE ACESTUIA

Elementele șarpantei

Elementele componente ale șarpantelor din lemn sunt elemente liniare, tip bară, cu secțiunea transversală simplă, de formă dreptunghiulară sau circulară.

În soluțiile constructive prezentate în capitolul 4.3.1, sunt precizate elementele componente ale șarpantelor, acestea fiind următoarele:

a) astereala

- un strat continuu de scânduri dispuse în sens longitudinal clădirii care formează o suprafață compactă și plană, cu rol de susținere a învelitorii,
- reazemă pe căpriori. Peste astereală se poate monta un caroi de șipci transversale și longitudinale, pentru a susține învelitoarea.

b) șipcile

- rigle dispuse în sens longitudinal clădirii, cu rol de susținere a învelitorilor din țigle,
- reazemă pe căpriori sau pe alte șipci, dispuse transversal peste astereala continuă
- au distanța interax variabilă, în funcție de tipul învelitorii,

c) căpriorii

- sunt dispuși după linia de cea mai mare pantă a acoperișului,
- susțin elementele secundare ale acoperișului
- reazemă pe pane și cosoroabe,
- au deschiderea maximă în planul învelitorii de 4,0 m (și 2,5 m în consolă) iar pe orizontală de 2,00...3,50 m,
- distanța interax este de 0,70...0,90 m;

d) panele

- dispuse în sens longitudinal clădirii, ele pot fi orizontale (pane de coamă, pane de streășină sau pane intermediare) sau înclinate (panele intermediare așezate deasupra popilor înclinați),
- susțin căpriorii și sunt legate de popi prin contrafișe
- reazemă pe popi
- distanța recomandată interax (pe orizontală) este de 2,5...3,50 m,
- deschiderea recomandată (distanța dintre popi) este de 3,00...5,00 m;

e) cosoroabele

- dispuse pe zidurile exterioare ale clădirii, de jur-împrejur,
- se ancorează de centurile zidurilor exterioare;

f) popii

- așezați vertical sau înclinat sub panee longitudinale,
- au distanța interax egală cu distanța dintre ferme,

- reazemă prin intermediul tălpilor pe zidurile portante;
- g) cleștii
 - solidarizează popii și căpriorii
 - se amplasează sub pane și se prind de popi și de căpriori prin buloane sau cuie;
- h) contrafișele
 - realizează în mod curent contravântuirea longitudinală a șarpantei,
 - pot fi prevăzute și în sens transversal, în cazul în care cleștii sunt lungi sau încărcarea din vânt are valori mari,
 - preiau încărcările ce acționează perpendicular pe planul șarpantei,
- i) tălpile
 - elemente dispuse la partea inferioară a popilor pentru a distribui încărcarea concentrată adusă de popi planșeului.

Din punct de vedere structural, șarpanta este alcătuită din sisteme de rezistență principale și secundare. Sistemele de rezistență principale, numite *ferme* (sau scaune), sunt plane și indeformabile în sens transversal și sunt poziționate în lungul acoperișului la distanță interax de 3,00...5,00 m.

Fermele au în componență popii verticali și/sau înclinați, cleștii care îi leagă în sens transversal, căpriorii poziționați în dreptul popilor și panee longitudinale ce reazemă pe popi.

Sistemele de rezistență secundare sunt formate din *perechi de căpriori* dispuși între ferme, la o distanță cuprinsă între 0,70...1,20 m. Ei reazemă pe elementele longitudinale de rezistență, numite pane. Paneele sunt elemente structurale longitudinale, care susțin căpriorii și sunt legate de popi prin contrafișe care asigură stabilitatea longitudinală a șarpantei. În figurile anterioare, în secțiunile transversale longitudinale, fermele sunt notate cu (F) iar perechile de căpriori cu (C).

Materialul lemnos și caracteristicile lui

Materialul lemnos utilizat la realizarea elementelor de construcție cuprinde o varietate de specii, în tabelul 4.2 fiind precizate speciile de lemn indigen și domeniile lor de utilizare.

Tabelul 4.2

Specia	Domenii de utilizare
Brad, molid	Elemente structurale la clădiri civile, industriale și agrozootehnice, lemn lamelat încliat, case prefabricate, construcții provizorii, panouri de cofraj, tâmplărie
Larice	Elemente structurale la clădiri civile, industriale și agrozootehnice, stâlpi pentru eșafodaje și susțineri
Pin	Elemente structurale la clădiri civile, industriale și agrozootehnice, case prefabricate, construcții provizorii, panouri de cofraj, tâmplărie
Carpen, frasin	Elemente structurale cu solicitări reduse, șarpante de acoperiș cu deschideri mici și medii
Fag	Elemente de rezistență la construcții provizorii, stâlpi pentru eșafodaje și susțineri
Mesteacăn	Elemente structurale la clădiri civile, industriale și agrozootehnice
Plop	Elemente structurale în cazul unor solicitări mecanice reduse

Salcâm	Elemente structurale la construcții agrozootehnice, stâlpi pentru eșafodaje și susțineri
Cer, gorun	Stâlpi de rezistență la construcții civile, industriale și agrozootehnice, șarpante de acoperiș pentru deschideri mici și medii, tâmplărie
Stejar	Elemente structurale cu solicitări mecanice importante la construcții civile, industriale și agrozootehnice, case prefabricate, construcții provizorii, tâmplărie

La alegerea materialului lemnos se ține seama de condițiile de exploatare, de defectele și de anomaliile admise de norme, precum și de corelarea cu categoriile elementelor din lemn prevăzute în prescripțiile tehnice din construcții.

Domeniile de utilizare pentru diferitele specii de lemn prezentate în tabelul 4.2 nu sunt restrictive, putându-se utiliza și alte specii, cu respectarea condițiilor de rezistență.

Sortimentele de material lemnos utilizate la alcătuirea șarpantelor sunt specificate în standardele românești: STAS 4342-85 pentru material lemnos brut (rotund) și STAS 942-86 pentru lemn de rășinoase (ca material prelucrat sub formă de lemn ecarisat și semiecarisat). Lemnul ecarisat (cheresteaua) este folosit sub formă de scânduri, dulapi, șipci, rigle, grinzi sau lăturoaie, în tabelul 4.3 fiind precizate sortimentele de material lemnos și dimensiunile de livrare utilizate frecvent la alcătuirea șarpantelor.

Materialele lemnoase folosite la elementele șarpantelor sunt:

- **scânduri și dulapi** – utilizați la confecționarea cleștilor, a asterealei și a contrașelilor,
- **șipci și rigle** - utilizate la confecționarea șipcilor și a unor contrașe,
- **lemn rotund neprelucrat** sau **grinzi** - utilizate la confecționarea elemente comprimate (popi, contrașe, contravântuiri, etc.),
- **grinzi** - utilizate la confecționarea panelor, a căpriorilor și a tălpilor.

Tabelul 4.3

Tabloul 4.1

Materiale lemnoase brute						
Specia:	Denumirea produsului	Diametrul d/cm		Lungimi /m/		
		la capătul subțire	la capătul gros			
Rășinoase:	bile	12.....16	-	> 6,00		
	manele	8.....11	-	> 3,00		
	prăjini	4.....7	-	> 2,60		
Foioase:	bile	12.....18	20	> 2,50		
	manele	8.....11	17			
	prăjini	4.....7	14			
Materiale lemnoase prelucrate. Scânduri și dulapi						
Sortimente rășinoase	de	Grosimea /mm/	Lățimi /cm/		Lungimi /cm/	
			înguste	late	scurte	lungi
Scânduri		12	6.....15	16.....30	1,00.....2,75	3,00...6,00
		18				
		24				
		28	7.....15	16.....30	1,00.....2,75	3,00...6,00
		38				
		48				

Dulapi	58 68 75	8.....15			
Cu treapta de lățimi din cm în cm				Cu treapta de lungimi din	
				25 în 25 cm	50 în 50cm
Materiale lemnoase prelucrate. Șipci și rigle					
Grosimi /cm/	Lățimi /mm/			Lungimi /m/	
				scurte	lungi
12	24			1,00...2,75	3,00...6,00
18	18	38	48		
24	24	38	48		
28	28	48	56		
38	38	58	68 75		
48	48	68	75 96		
59	58	75			
68	68				
75	75				
96	96				
				Cu treapta de lungimi din:	
				25 în 25 cm	50 în 50 cm
Materiale lemnoase prelucrate. Grinzi					
Grosimi /cm/	Lățimi /cm			Lungimi /m/	
10	12	15	19	3,00...6,00, cu treapta de lungimi din 50 în 50 cm	
12	12	15	19 25		
15	15	17	19 25 30		
19	19	25	30		
25	25	30			
30	30				

Clasele de calitate ale lemnului

Clasele de calitate ale materialului lemnos se apreciază vizual, pe specii de lemn, în funcție de defectele acestora. Standardele în vigoare dau trei clase pentru lemnul folosit în construcții: clasa I, II și III de calitate.

Lemnul folosit la șarpante poate fi din clase diferite de calitate, în funcție de solicitarea la care este supus astfel, lemnul de rășinoase folosit la elementele comprimate sau încovoiate poate avea clasa a II-a de calitate iar cel folosit la elementele întinse trebuie să fie în clasa I de calitate.

Clasele de exploatare ale lemnului

Clasele de exploatare ale lemnului se definesc în funcție de condițiile de mediu în care funcționează elementele de construcție din lemn, după cum urmează:

- **clasa I de exploatare**, în care umiditatea lemnului este corespunzătoare unei temperaturi $T = 20 \pm 2^\circ\text{C}$ și unei umidități relative a aerului $\phi \leq 65\%$;

- **clasa 2 de exploatare**, în care umiditatea lemnului este corespunzătoare unei temperaturi $T = 20 \pm 2^\circ\text{C}$ și unei umidități relative a aerului $\phi \leq 80\%$;
- **clasa 3 de exploatare**, când umiditatea lemnului este superioară celei de la clasa 2 de exploatare.

Masa volumică a lemnului

Masa volumică a lemnului se ia în considerare la stabilirea greutății proprii a elementelor șarpantei. Valorile acesteia, sunt cuprinse în tabelul 4.4. La stabilirea celor mai defavorabile condiții de solicitare luate în calcul se va adopta valoarea maximă a masei volumice ($\rho_{0,95}$) în cazul în care rezultanta supraîncărcărilor care solicită elementele de construcție acționează gravitațional și valoarea minimă a masei volumice ($\rho_{0,05}$) în cazul în care rezultanta supraîncărcărilor care solicită elementele de construcție din lemn acționează antigravitațional (caz frecvent întâlnit la calculul acoperișurilor ușoare din lemn cu panta redusă, în zonele cu valori mari ale presiunii dinamice de bază a vântului).

Tabelul 4.4

Nr. crt.	Masa volumică a lemnului ρ (kg/m ³)						
	Specia	$\rho_{0,05}$	$\rho_{0,95}$	Nr	Specia	$\rho_{0,05}$	$\rho_{0,95}$
1	Brad	400	480	7	Fag	630	750
2	Larice	500	600	8	Mesteacăn	600	700
3	Molid	375	440	9	Paltin	510	600
4	Pin silvestru	520	750	10	Plop	310	550
5	Pin negru	430	560	11	Salcâm	710	840
6	Carpen	775	900	12	Cer, stejar	640	780

Rezistențele caracteristice și de calcul ale lemnului

Rezistențele caracteristice ale lemnului R_i (N/mm²), pentru diferite tipuri de solicitări și diverse specii de material lemnos sunt date în tabelul 4.5, cu observația că pentru lemnul rotund caracteristicile se vor majora cu 15 %, indiferent de specie.

Tabelul 4.5

Nr. crt.	Natura solicitării	Simbol	Clase de calitate											
			Molid, brad, larice, pin			Plop			Stejar, gorun, cer, salcâm			Fag, mesteacăn, frasin, carpen		
			I	II	III	I	II	III	I	II	III	I	II	III
1	Încovoiere statică	R_i	24,0	16,8	9,6	20,0	14,0	8,0	40,0	28,0	16,0	45,0	31,5	18,0
2	Întindere în lungul fibrelor	R_t	14,4	8,6	4,3	21,0	12,6	6,3	22,5	13,5	6,8	27,9	16,7	8,4
3	Compresiune în lungul fibrelor	R_{ct}	15,0	12,0	4,5	13,8	11,0	4,1	19,8	15,8	5,9	24,0	19,2	7,2

4	Compresiune în plan normal pe direcția fibrelor	R_{ct}	3,3	3,0	-	3,2	2,9	-	10,4	9,4	-	11,2	10,0	-
5	Forfecare în lungul fibrelor	R_{ft}	3,0	2,7	-	2,7	2,5	-	6,4	5,7	-	5,0	4,5	-
6	Forfecare în plan normal	R_{fn}	12,0	10,8	-	10,4	9,4	-	24,0	21,6	-	16,0	14,4	-

Pentru calculul deformațiilor elastice ale elementelor din lemn se utilizează valorile caracteristice ale modurilor de elasticitate pe direcția longitudinală și transversală fibrelor (tabelul 4.6) pentru diverse specii de lemn și pentru umiditatea de echilibru a lemnului (umiditate de 12%).

Tabelul 4.6

Specia materialului lemnos	Modulul de elasticitate paralel cu direcția fibrelor la limita de proporționalitate [N/mm ²]		Modulul de elasticitate transversal [N/mm ²]	
	$E_{0,05}^n$	E^u	$G_{0,15}$	G
Molid, brad, larice, pin	9000	11300	4000	5000
Plop	8000	10000		
Stejar, gorun, cer, salcâm	9500	11500	8000	10000
Fag, mesteacăn, frasin, carpen	12000	14300		

În calcule, valorile rezistențelor caracteristice sunt afectate de coeficienți ce țin seama de condițiile reale de exploatare, rezultând valorile rezistențelor de calcul.

Rezistențele de calcul R_i^c ale diverselor specii de material lemnos, la diferite solicitări, se stabilesc în funcție de condițiile de exploatare a elementelor de construcție, cu relația:

$$R_i^c = m_{ui} \cdot m_{di} \cdot R_i / \gamma_i \quad [\text{N/mm}^2] \quad (4.1)$$

în care:

- R_i sunt rezistențele caracteristice ale diferitelor specii de lemn, la diferite solicitări, cu valori date în tabelul 4.6;
- m_{ui} sunt coeficienții condițiilor de lucru care introduc în calcul umiditatea de echilibru a materialului lemnos, definiți în funcție de clasa de exploatare a construcțiilor din lemn, valoarea lor fiind dată în tabelul 4.7;

- m_{di} sunt coeficienți ai condițiilor de lucru ce țin seama de durata de acțiune a încărcărilor, valoarea lor fiind dată în tabelul 4.8;
- γ_i coeficienții parțiali de siguranță, definiți în funcție de tipul solicitărilor, cu valori date în tabelul 4.9.

Tabelul 4.7

Nr crt	Solicitarea	Simbol	Esența	Valorile coeficienților m_{ui} pentru clasa de exploatare		
				1	2	3
1	Încovoiere statică	m_{ui}	Rășinoase	1,00	0,90	0,75
			Foioase			
2	Întindere în lungul fibrelor	m_{ut}	Rășinoase			0,90
			Foioase			
3	Compresiune în lungul fibrelor	m_{uc}	Rășinoase			0,75
			Foioase			0,70
4	Compresiune pe plan normal pe direcția fibrelor	m_{ucL}	Rășinoase			0,70
			Foioase			
5	Forfecare în lungul fibrelor	m_{uf}	Rășinoase			0,80
			Foioase			
6	Forfecare în plan normal pe direcția fibrelor	m_{ufl}	Rășinoase			0,80
			Foioase			
7	Modulul de elasticitate la încovoiere statică	m_{uE}	Rășinoase			0,90
			Foioase			

Tabelul 4.8

Solicitarea	Clasa de durată a încărcărilor	Simbol	Valorile coeficienților m_{di} pentru esența:	
			rășinoase, foioase moi	foioase tari
Încovoiere statică Forfecare	Permanente	m_{di}	0,55	0,60
	Lungă durată		0,65	0,70
	Scurtă durată		1,00	
Compresiune	Permanente	m_{dc}	0,80	0,85
	Lungă durată		0,85	0,90
	Scurtă durată		1,00	
Întindere	Permanente	m_{dt}	0,90	0,95
	Lungă durată		0,95	1,00
	Scurtă durată		1,00	
Modulul de elasticitate	Permanente	m_{dE}	1,00	
	Lungă durată			
	Scurtă durată			

Categoria *rășinoase* include speciile: molid, brad, larice și pin, în categoria *foioase moi* este inclus plopul, iar în categoria *foioase tari* sunt incluse: stejarul, gorunul, cerul, salcâmul, fagul, mesteacănul, frasinul și carpenul.

Tabelul 4.9

Nr.crt	Solicitare	Simbol	Valorile coeficienților γ_i
1	Încovoiere		
2	Întindere: în secțiuni fără slăbiri în secțiune cu slăbiri	γ_t	1,10
3	Compresiune în lungul fibrelor și perpendicular pe direcția fibrelor	γ_c	1,20 1,40
4	Forfecare în lungul fibrelor unilaterală bilaterală	γ_{rII}	1,25 1,10
5	Forfecare în plan normal pe direcția fibrelor	γ_{rI}	1,10

4.5 ȘARPANTE DIN LEMN. PLAN ÎNVELITOARE, PLAN ȘARPANTĂ

Proiectarea șarpantelor presupune parcurgerea următoarelor etape:

- alegerea tipului structurii de rezistență a șarpantei,
- realizarea planului șarpantei, a secțiunilor transversale și longitudinale prin șarpantă (în concordanță cu planul învelitoarei), în vederea determinării schemelor statice, a modurilor de încărcare și a lungimilor de calcul ale elementelor,
- calculul de verificare a elementelor șarpantei
- întocmirea extrasului de material lemnos.

Alegerea tipului de șarpantă

Alegerea tipului structurii de rezistență a șarpantei are în vedere forma și dimensiunile în plan ale clădirii proiectate, poziția elementelor structurale portante (existența unor ziduri sau grinzi transversale sau longitudinale), mărimea încărcărilor panta și tipul învelitorii, funcțiunile și amenajările podului cât și cerințele de ordin arhitectural impuse de beneficiar.

Cele mai importante criterii în alegerea tipului de șarpantă sunt:

- mărimea deschiderii transversale a clădirii
- poziția elementelor portante ale clădirii.

În funcție de aceste date se alege una dintre soluțiile de șarpantă prezentate.

Plan învelitoare

Planul învelitoare reprezintă configurația în plan orizontal a acestuia.

Forma acoperișului este determinată de forma, dimensiunile în plan precum și poziția clădirii față de clădirile învecinate, neadmițându-se scurgerea și îndepărtarea apelor spre o clădire sau incintă învecinată.

La clădirile de formă dreptunghiulară în plan, acoperișurile se realizează cu una până la patru plane de scurgere (ape) și anume:

- cu un plan de scurgere (într-o apă), se folosesc la clădiri de dimensiuni mici sau pentru cele care sunt așezate la limita unei alte clădiri (figura 4.15a);
- cu două sau trei plane de scurgere (ape), se folosesc la clădiri care au lățimi mai mari dar au un perete la limita altei clădiri (figura 4.15b, c);
- cu patru ape, la clădirile care sunt așezate izolat (figura 4.15 d).

Intersecția planelor de scurgere a apelor formează drepte înclinate sau orizontale denumite coame, dolii, respectiv creste.

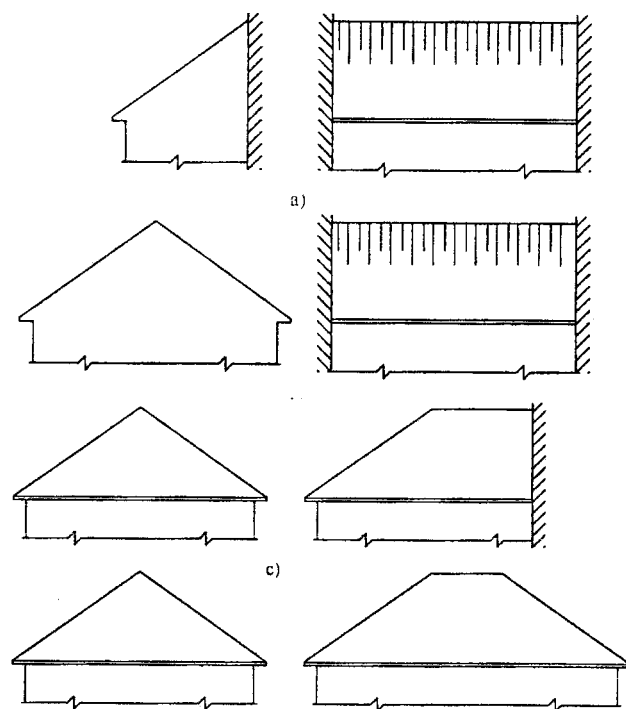


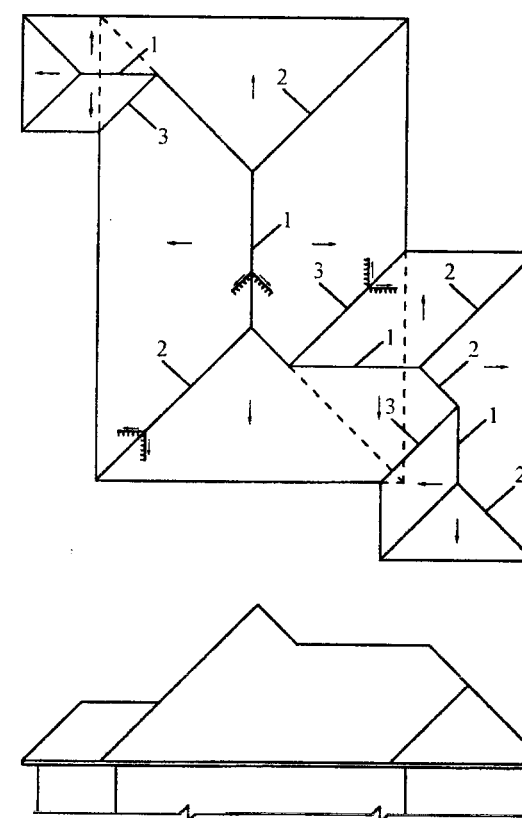
Figura 4.15 Forma acoperișurilor

Intersecțiile înclinate de la care apele se îndepărtează, se numesc coame, iar cele care adună apele (cu unghiuri intrând ale versanților) se numesc dolii. Intersecțiile orizontale se numesc creste.

Pentru a determina configurația în plan orizontal a unui acoperiș cu mai multe ape, întâi se alcătuiește linia de contur a streșinilor, apoi dreptele de intersecție a planurilor de scurgere, știindu-se că intersecția planurilor egal înclinate față de orizontală se proiectează în plan orizontal după bisectoarea unghiului format de urmele planurilor pe un plan orizontal, care sunt tocmai liniile streșinilor.

Pentru a verifica dacă avem coamă sau dolie, intersectăm linia respectivă cu un plan normal pe ea și observăm sensul de scurgere a apelor.

În figura 4.16 este dată forma în plan și o elevație a unui acoperiș pentru o clădire având planul orizontal compus din dreptunghiuri. La determinarea configurației acoperișului, se rezolvă în primul rând dreptunghiul cu lățimea mai mare, apoi se racordează succesiv cele cu lățimea mai mică.



1-creastă; 2-coamă; 3-dolie.

Figura 4.16 Plan acoperiș

Plan șarpantă

Întocmirea planului șarpantei se face după stabilirea formei acoperișului și rezolvarea planului acoperiș.

Planul șarpantă este o vedere de sus a șarpantei considerându-se că s-a îndepărtat învelitoarea și astereala.

La întocmirea planului șarpantei se trasează pozițiile zidurilor portante ale clădirii, conturul streșinilor, pozițiile căpriorilor, a panelor, popilor, cleștilor, contrafișelor.

În prim plan se văd căpriorii, apoi sub aceștia paneele, popii, cleștii.

Dimensiunile acestor elemente, cât și distanța dintre ele sunt cele rezultate din calculul de rezistență.

În figura 4.28 este prezentat planul șarpantă pentru exemplul de calcul din subcapitolul 4.8.

4.6 PREVEDERI GENERALE PENTRU CALCULUL ELEMENTELOR DIN LEMN

Calculul șarpantelor din lemn se face conform prevederilor din normativul de proiectare "Cod pentru calculul și alcătuirea elementelor de construcții din lemn. Indicativ NP 005-96" [19], pe baza principiilor generale de verificare a siguranței construcțiilor.

Se verifică comportarea corespunzătoare a elementelor șarpantei față de *stările limită* ce pot apărea în diferite etape din viața construcției (execuție, exploatare, perioade de reparație, etc.).

Verificarea comportării elementelor șarpantelor din lemn se face la starea limită ultimă de rezistență și stabilitate (corespunzătoare epuizării capacității portante) și la starea limită a exploatării normale (corespunzătoare apariției deformațiilor excesive), în calcule luându-se în considerare cele mai defavorabile ipoteze de solicitare din gruparea fundamentală a acțiunilor și cele mai defavorabile caracteristici ale materialelor.

Încărcări și ipoteze de încărcare

Încărcările de care se ține seama la dimensionarea elementelor șarpantei sunt:

- încărcări permanente,
- încărcări din zăpadă,
- încărcări din vânt,
- încărcări utile.

În aplicarea metodei stărilor limită, încărcările se iau în considerare cu intensitățile lor de calcul și normate.

Încărcarea permanentă este dată de greutatea proprie a învelitorii și a elementelor șarpantei, considerate uniform distribuite pe suprafața de acoperiș.

Evaluarea încărcărilor de calcul pe m^2 de suprafață se face pe baza greutateilor tehnice ale materialelor sau a încărcărilor normate (tabelul 3.3 și tabelul 3.4) și a coeficienților încărcărilor (tabelul 3.7).

Greutatea proprie a elementelor șarpantei se evaluează prin calculul volumului de lemn și folosirea masei volumice (tabelul 4.4), utilizând relațiile generale:

- încărcarea normată

$$g_p^n = b \cdot h \cdot \rho \quad [\text{daN/m}] \quad (4.2)$$

- încărcarea de calcul

$$g_p^c = n \cdot g_p^n \quad [\text{daN/m}] \quad (4.3)$$

unde

b și h – reprezintă dimensiunile secțiunii transversale a elementului, [m]

ρ - masa volumică a lemnului, $[\text{kg/m}^3]$

n - coeficientul încărcărilor (tabelul 3.7).

Încărcările utile se datorează proceselor de exploatare. În mod curent încărcarea utilă se consideră o forță concentrată, acționând pe direcție verticală, aplicată pe elemente în poziția cea mai defavorabilă, cu :

- valoarea normată P^n (tabelul 3.8)

- valoarea de calcul $P^c = n P^n$, unde n se ia din tabelul 3.9.

Pentru acoperișurile cu pantă mică, situate în zone cu aglomerare de praf industrial se consideră și încărcarea din praf industrial ca încărcare utilă (conform tabelului 3.8).

Încărcările din zăpadă acționează pe direcție verticală, ca sarcini uniform distribuite, iar în calcule se iau în considerare cu valorile normate p_z^n și de calcul p_z^c , determinate conform prevederilor capitolului 3, cu relațiile (3.8) și (3.9).

Încărcările din vânt acționează pe direcție perpendiculară la suprafața acoperișului, ca sarcini uniform distribuite, iar în calcule se iau în considerare cu valorile normate p_v^n și de calcul p_v^c , determinate conform prevederilor capitolului 3, cu relațiile (3.10) și (3.10a).

Elementele șarpantei (astereală, șipci, căpriori, panee, popi, clești și tălpi) se calculează la încărcările de calcul stabilite conform standardelor de acțiuni, grupate în următoarele ipoteze de încărcare:

- *ipoteza I* - încărcarea permanentă + încărcarea din zăpadă,

- *ipoteza a II -a* - încărcarea permanentă + încărcarea exterioară din vânt (la care se adaugă efectul suucțiunii interioare, când aceasta are valori semnificative) + jumătate din acțiunea încărcării din zăpadă,

- *ipoteza a III-a* - încărcarea permanentă + încărcarea utilă, aplicată în poziția în care produce cea mai defavorabilă stare de solicitare,

- *ipoteza a IV-a* - încărcarea permanentă + încărcarea exterioară din vânt (la care se adaugă efectul presiunii interioare).

Observații :

Dintre aceste ipoteze de încărcare, la calculul șipcilor nu se ia în considerare ipoteza III, deoarece circulația pe acoperișul în execuție (în acest caz) trebuie să fie asigurată pe podini de repartiție a încărcărilor sau numai pe căpriori.

Deasemenea ipoteza a IV-a este valabilă *doar* în cazul acoperișurilor foarte ușoare, amplasate în zone cu valori mari ale presiunii dinamice de bază a vântului.

Calculul capacității portante a elementelor

Relația generală de calcul a capacității portante la diferite solicitări, conform [19] pentru elementele de tip bară din lemn cu secțiunea simplă, este următoarea:

$$F_i = R_i^c \cdot S_i \cdot m_{Ti} \quad (4.4)$$

unde :

- F_i - este capacitatea portantă a barei din lemn masiv la solicitarea "i" (întindere, compresiune, încovoiere, forfecare, etc.) în [N] sau [N · mm],
 R_i^c - rezistența de calcul la solicitări "i", stabilită în funcție de specia materialului lemnos, de clasa de calitate a lemnului și de condițiile de exploatare a elementelor de construcție, stabilită conform relației (10), în [N/mm²],
 S_i - caracteristica secțională (arie, modul de rezistență), [mm²] sau [mm³],
 m_{Ti} - coeficientul de tratare a lemnului, conform tabelului 4.10, dat în funcție de clasa de exploatare a elementelor de construcție.

Tabelul 4.10

Nr.crt	Procedul de tratare	Valorile coeficientului m_{Ti}	
		Clasa de exploatare a construcției	
		1 și 2	3
1	Lemn netratat	1,00	
2	Lemn tratat pe suprafață	1,00	
3	Lemn tratat în masă, având maximum 100 mm grosime pentru:	0,90	0,95
	- modulul de elasticitate		
4	- alte caracteristici	0,70	0,85
	Lemn ignifugat	0,90	0,90

Pentru a evita supradimensionarea elementelor de construcție din condiția de asigurare a stabilității laterale, la proiectarea acestora se vor respecta rapoartele maxime între dimensiunile transversale (tabelul 4.11).

Tabelul 4.11

Nr.crt	Condiții de asigurare la flambaj lateral	Raport maxim h/b
1	Când nu există reazeme intermediare	4/1
2	Când se asigură rigidizarea laturii comprimate cu pane sau tiranți	5/1
3	Când se asigură rigidizarea laturii comprimate prin patelajul elementului de planșeu	6/1
4	Când se asigură rigidizarea elementului în planul flambajului atât în zona comprimată, cât și în zona întinsă	9/1

Deschideri de calcul și deformații admisibile

Deschiderea de calcul (l_c) a elementelor din lemn se stabilește în funcție de tipul elementului de construcție, de schema statică adoptată și de natura reazemelor.

La grinzi simplu rezemate, care sprijină direct pe zidărie sau prin intermediul unei centuri de beton armat, deschiderea de calcul este considerată egală cu lumina golului, majorată cu 5% (figura 4.17), lungimea de rezemare a acestora nefiind mai mică de 20 cm.

Pentru grinzi simplu rezemate ce sprijină pe grinzi sau stâlpi și la grinzi continue, deschiderea de calcul (l_c) se consideră egală cu distanța dintre axele reazemelor.

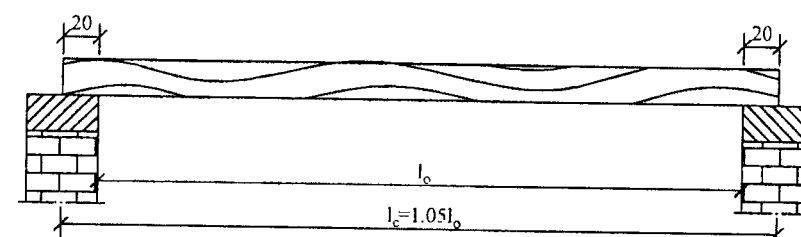


Fig. 4.17 - Stabirirea deschiderii de calcul la grinzi din lemn rezemate pe zidărie

În cazul grinzilor cu contrafișe (figura 4.18), deschiderea de calcul va fi:

- pentru traveile "1..(n-1)",

$$l_c = l_0 + a \quad (4.5)$$

- pentru traveea "n".

$$l_c = l_0 + 1,5 \cdot a \quad (4.6)$$

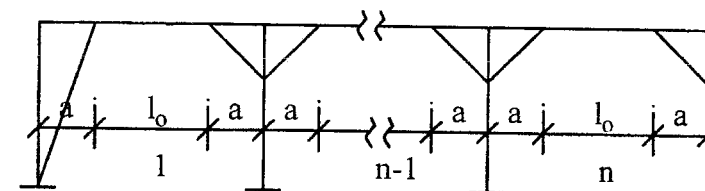


Fig. 4.18 - Deschideri de calcul la grinzi cu contrafișe

Elementele structurale din lemn se verifică în mod diferit din punct de vedere al deformabilității, în funcție de tipul solicitării la care sunt supuse.

Pentru elementele încovoiate se fac verificări ale valorilor deformațiilor maxime finale sub încărcările efective ($f_{\max}$), care se compară cu valorile deformațiilor maxime admise (f_{adm}) din tabelul 4.12.

Tabelul 4.12

Nr.crt	Elementul de construcție	Valoarea deformațiilor maxime admise (f_{adm}), în funcție de deschiderea de calcul (l_c), pentru elemente de construcție cu caracter:	
		Definitiv	Provizoriu
1	Grinzile planșelor dintre etaje:		
	cu finisaj din lemn	$l_c/250$	$l_c/200$
	cu finisaje din tencuială	$l_c/300$	$l_c/250$
2	Elemente de șarpantă:		
	astereală și șipci	$l_c/150$	
	pane și căpriori	$l_c/200$	$l_c/250$
	pane la dolii	$l_c/400$	$l_c/300$
3	Rigle și stâlpi la pereți:		
	cu finisaj din lemn		
	cu finisaj din tencuială	$l_c/250$	$l_c/200$
4	Sprosurile ferestrelor	$l_c/200$	
5	Ferme din lemn, cu grinzi cu inima plină:		
	cu îmbinări cu tije	$l_c/400$	$l_c/350$
	cu alte tipuri de îmbinări	$l_c/500$	$l_c/400$
6	Grinzi realizate prin încheiere	$l_c/500$	

Deformațiile (săgețile) maxime finale din încovoiere se stabilesc cu relația următoare:

$$f_{\max} = f_1 + f_2 + f_i + f_c \quad [\text{mm}] \quad (4.7)$$

unde:

f_1 - săgeata datorată încărcărilor permanente,

f_2 - săgeata datorată încărcărilor temporare,

f_i - săgeata datorată curgerii lente a îmbinărilor,

f_c - contrasăgeata inițială a grinzii neîncărcate.

Pentru deschideri $\leq 6,00$ m, grinziile din lemn cu secțiune simplă se realizează în mod obișnuit fără contrasăgeată și nu se ține seama de f_i .

Deformațiile f_1 și f_2 se stabilesc ca valori finale, ținându-se cont de fenomenul de fluaj ce apare pe durata de acțiune a încărcărilor și de clasa de exploatare a construcției cu relațiile:

$$f_1 = f_{1,\text{inst}} (1 + K_{\text{def}}) \quad [\text{mm}] \quad (4.8a)$$

$$f_2 = f_{2,\text{inst}} (1 + K_{\text{def}}) \quad [\text{mm}] \quad (4.8b)$$

unde:

$f_{1,\text{inst}}$ - săgeata instantanee, determinată pe baza încărcărilor permanente normale (neafectate de coeficienții de încărcare), pentru secțiunea brută a elementului, ținând cont de modulul de elasticitate mediu, E^{II} ,

$f_{2,\text{inst}}$ - săgeata instantanee, determinată pe baza încărcărilor temporare normale (neafectate de coeficienții de încărcare), pentru secțiunea brută a elementului, ținând cont de modulul de elasticitate mediu E^{II} , (tabelul 4.6),

K_{def} - coeficientul ce ține seama de fluaj și de clasa de exploatare a construcției (tabelul 4.13),

f_i - deformația din curgerea lentă a îmbinărilor (tabelul 4.14).

Pentru o încărcare uniform distribuită, q , săgeata instantanee se calculează cu relația:

$$f_{\text{inst}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E^{\text{II}} \cdot I} \quad [\text{mm}] \quad (4.9)$$

iar pentru o încărcare concentrată P , săgeata instantanee se calculează cu relația:

$$f_{\text{inst}} = \frac{1}{48} \cdot \frac{P \cdot l^3}{E^{\text{II}} \cdot I} \quad [\text{mm}] \quad (4.10)$$

Tabelul 4.13

Nr.crt	Clasa de durată a încărcărilor	Coeficientul K_{def}	
		Clasa de exploatare a construcțiilor	
		1 și 2	3
1	Permanente	0.50	1.00
2	Lungă durată	0.25	0.50
3	Scurtă durată	0.00	0.00

Tabelul 4.14

Nr.crt	Tipul îmbinării	Deformația maximă datorată curgerii lente a îmbinărilor, f_i [mm]
1	Îmbinări prin chertare	1.5
2	Îmbinări cu tije cilindrice:	
	- cuie	$0,5 d (L/L_{\text{cap}}) \geq 2,0 \text{ mm}$
	- buloane	$0,1 d + 1 \text{ mm} \geq 2,0 \text{ mm}$
	- șuruburi	$0,1 d \geq 2,0 \text{ mm}$

Notațiile din tabelul 4.14, reprezintă: d reprezintă diametrul tije, L - efortul efectiv în tijă și L_{cap} - capacitatea portantă minimă a tije.

Bare din lemn solicitate la încovoiere dreaptă

Verificările care se fac în acest caz, sunt următoarele:

a) Verificarea de rezistență

Din punct de vedere al rezistenței, se compară momentul maxim efectiv M_{ef} ce poate să apară datorită încărcărilor reale de pe bară cu capacitatea portantă a elementului, M_r , relația ce trebuie să fie satisfăcută fiind:

$$M_r \geq M_{ef} \quad [N \cdot mm] \quad (4.11)$$

Capacitatea portantă (sau momentul rezistent) a elementelor din lemn masiv cu secțiunea simplă, supuse la încovoiere dreaptă, M_r , se calculează cu formula :

$$M_r = R_i^c \cdot W_{calcul} \cdot m_{Ti} \quad [N \cdot mm] \quad (4.12)$$

unde

R_i^c - rezistența de calcul la încovoiere, $[N/mm^2]$,

W_{calcul} - modulul de rezistență pentru secțiunea cea mai solicitată, cu valoarea:

W_{brut} - dacă elementul nu are slăbiri în secțiunea de calcul,

W_{net} - dacă elementul are slăbiri în secțiunea de calcul

m_{Ti} - coeficientul de tratare a lemnului supus la încovoiere (tabelul 4.10),

M_{ef} - momentul maxim efectiv, determinat ca fiind valoarea maximă a momentului încovoietor ce poate apărea în element dintr-o anumită combinație de încărcări.

b) Verificarea de rigiditate (deformație)

Se verifică relația:

$$f_{max} < f_{adm} \quad [mm] \quad (4.13)$$

în care

f_{max} - deformația maximă finală din încovoiere ce poate apărea dintr-o anumită combinație de încărcări,

f_{adm} - săgeata maximă admisibilă (tabelul 4.12).

Bare din lemn solicitate la încovoiere oblică**a) Verificarea de rezistență**

Din punct de vedere al rezistenței, barele supuse la încovoiere oblică se verifică cu relația:

$$\pm \frac{M_{ef}^x}{M_r^x} \pm \frac{M_{ef}^y}{M_r^y} \leq 1 \quad (4.14)$$

unde

M_r^x , M_r^y - capacitățile portante la încovoiere statică pe direcțiile axelor principale de inerție ale secțiunii transversale, relațiile de calcul fiind:

$$M_r^x = R_i^c \cdot W_{calcul}^x \cdot m_{Ti} \quad [N \cdot mm] \quad (4.15)$$

$$M_r^y = R_i^c \cdot W_{calcul}^y \cdot m_{Ti} \quad [N \cdot mm] \quad (4.16)$$

unde

R_i^c - rezistența de calcul la încovoiere, în $[N/mm^2]$, conform relației (4.1),
 W_{calcul}^x , W_{calcul}^y - modulul de rezistență pentru secțiunea cea mai solicitată, pe direcția x-x, respectiv y-y, putând fi

W_{brut} - dacă elementul nu are slăbiri în secțiunea de calcul,

W_{net} - dacă elementul are slăbiri în secțiunea de calcul,

m_{Ti} - coeficientul de tratare a lemnului (tabelul 4.10),

M_{ef}^x , M_{ef}^y - componentele momentului încovoietor maxim efectiv, dat de o anumită combinație de încărcări pe direcțiile (x-x respectiv y-y).

b) Verificarea de rigiditate (deformație)

Se verifică relația (4.13), unde:

$$f_{max} = \sqrt{(f_{max}^x)^2 + (f_{max}^y)^2} \quad [mm] \quad (4.17)$$

iar

f_{max} - deformația maximă finală din încovoiere ce poate apărea dintr-o anumită combinație de încărcări

f_{max}^x și f_{max}^y - se stabilesc cu relația (4.7), din componentele încărcărilor de pe direcțiile x-x, respectiv y-y,

f_{adm} - săgeata admisibilă, având valorile din tabelul 4.12.

Bare din lemn solicitate la compresiune axială paralelă cu fibrele

Relația de verificare a elementelor solicitate la compresiune axială paralelă cu fibrele este următoarea :

$$N_i \leq C_r, \quad [N] \quad (4.18)$$

unde

N_i - încărcarea maximă, $[N]$, ce-i revine elementului comprimat dintr-o anumită combinație de încărcări,

C_r - capacitatea portantă a elementelor din lemn masiv, având secțiunea simplă, solicitate la compresiune paralelă cu fibrele, care se determină cu relația:

$$C_r = R_{cII} \cdot A_{calcul} \cdot \varphi_c \cdot m_{Tc} \quad [N] \quad (4.19)$$

iar

R_{cII} - rezistența de calcul la compresiune paralelă cu fibrele, $[N/mm^2]$, calculată conform relației (10),

A_{calcul} - aria secțiunii de calcul a barei slăbite, $[mm^2]$, cu valorile:

$A_{\text{calcul}} = A_{\text{brut}}$, pentru secțiuni în care slăbirile nu depășesc 25% din secțiunea brută și nu sunt pe fețele paralele cu direcția de calcul la flambaj,

$A_{\text{calcul}} = 4A_{\text{net}} / 3 \leq A_{\text{brut}}$, pentru secțiuni în care slăbirile depășesc 25% din secțiunea brută și nu sunt pe fețele paralele cu direcția de calcul la flambaj,

$A_{\text{calcul}} = A_{\text{net}}$, pentru secțiuni în care slăbirile sunt simetrice, amplasate pe fețele paralele cu direcția de calcul la flambaj, în cazul slăbirilor nesimetrice, amplasate pe fețele paralele cu direcția de flambaj, barele urmând a se calcula la compresiune excentrică,

m_{Tc} coeficientul de tratare a lemnului (tabelul 4.10)

φ_c coeficientul de flambaj, limitat la valorile din tabelul 4.15, se determină cu una dintre relațiile 4.20 sau 4.21.

Tabelul 4.15

Valorile coeficienților de flambaj φ_c										
λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1.000	1.000	1.000	0.999	0.999	0.998	0.997	0.996	0.995	0.993
10	0.992	0.990	0.988	0.986	0.984	0.982	0.979	0.977	0.974	0.971
20	0.968	0.965	0.961	0.958	0.954	0.950	0.946	0.942	0.937	0.933
30	0.928	0.922	0.918	0.913	0.908	0.902	0.896	0.891	0.885	0.878
40	0.872	0.866	0.859	0.852	0.845	0.838	0.831	0.823	0.815	0.808
50	0.800	0.792	0.784	0.775	0.767	0.758	0.749	0.740	0.731	0.722
60	0.712	0.702	0.693	0.682	0.672	0.662	0.651	0.641	0.630	0.619
70	0.608	0.597	0.585	0.574	0.562	0.550	0.537	0.523	0.509	0.496
80	0.484	0.472	0.461	0.450	0.439	0.429	0.419	0.409	0.400	0.391
90	0.383	0.374	0.366	0.358	0.351	0.343	0.336	0.329	0.323	0.316
100	0.310	0.304	0.298	0.292	0.287	0.281	0.276	0.271	0.266	0.261
110	0.256	0.252	0.248	0.243	0.239	0.234	0.230	0.226	0.223	0.219
120	0.215	0.212	0.208	0.205	0.201	0.198	0.196	0.193	0.189	0.186
130	0.193	0.181	0.178	0.175	0.172	0.170	0.167	0.165	0.163	0.160
140	0.158	0.156	0.154	0.152	0.149	0.147	0.145	0.143	0.141	0.140
150	0.138	0.136	0.134	0.132	0.131	0.129	0.127	0.126	0.125	0.123
160	0.121	0.120	0.118	0.117	0.115	0.114	0.112	0.111	0.110	0.109
170	0.107	0.106	0.105	0.104	0.102	0.101	0.100	0.099	0.098	0.097
180	0.096	0.095	0.094	0.093	0.092	0.091	0.090	0.089	0.088	0.087
190	0.086	0.085	0.084	0.083	0.082	0.081	0.081	0.080	0.079	0.078
200	0.077	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Valorile coeficientului de flambaj, sunt:

$$\varphi_c = 1 - 0,8 \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2 \quad \text{pentru } \lambda \leq 75 \quad (4.20)$$

$$\varphi_c = \frac{3100}{\lambda^2} \quad \text{pentru } \lambda > 75 \quad (4.21)$$

în care:

λ coeficientul de zveltețe a barei, limitat la valorile λ_a (tabelul 4.16), calculat cu relația:

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad (4.22)$$

unde l_f = lungimea de flambaj (tabelul 4.17)

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \text{ - raza de girație} \quad (4.23)$$

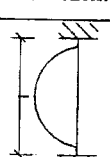
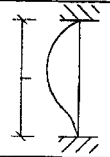
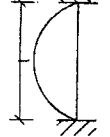
I - momentul de inerție al secțiunii transversale

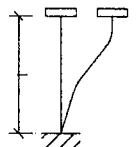
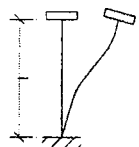
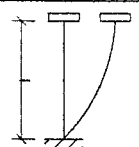
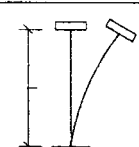
A - aria secțiunii transversale.

Tabelul 4.16

Nr. crt.	Denumirea elementelor	Coeficienți de zveltețe maximi admiși, λ_a , pentru:	
		Construcții definitive	Construcții provizorii
1	La grinzi cu zăbrele și arce: - tălpi, diagonale și montanți de reazem - celelalte elemente	150	175
		175	200
2	Stâlpi principali	120	150
3	Stâlpi secundari (la pereți, luminatoare, etc.) și zăbrelele stâlpilor cu secțiune compusă	150	175
4	Contravânturi	200	

Tabelul 4.17

Nr. Crt	Tipul de rezemare	Simbol rezemare	Lungimi de flambaj l_f
1	Translație și rotire împiedicate la ambele extremități		$l_f = 0,65 l$
2	Translație împiedicată la ambele extremități, rotire împiedicată la o extremitate		$l_f = 0,80 l$
3	Translație împiedicată și rotire liberă la ambele extremități		$l_f = l$

4	Translație și rotire împiedicată la o extremitate, translație liberă și rotire împiedicată la cealaltă extremitate		$l_r = 1.20 l$
5	Translație și rotire împiedicată la o extremitate, translație liberă și rotire parțială la cealaltă extremitate		$l_r = 1.50 l$
6	Translație împiedicată și rotire liberă la o extremitate, translație liberă și rotire împiedicată la cealaltă extremitate		$l_r = 2.00 l$
7	Translație și rotire împiedicată la o extremitate, translație și rotire liberă la cealaltă extremitate		$l_r = 2.00 l$

Bare din lemn solicitate la compresiune perpendiculară pe fibre

Relația de verificare a elementelor solicitate la compresiune perpendiculară pe fibre este următoarea :

$$N_i \leq Q_r, \quad [N] \quad (4.24)$$

unde

- N_i forța axială maximă, [N], ce-i revine elementului comprimat dintr-o anumită combinație de încărcări,
 Q_r capacitatea portantă a elementelor din lemn solicitate la compresiune perpendiculară pe fibre, care se determină cu relația:

$$Q_r = R_{c\perp}^c \cdot A_c \cdot m_{Tc} \cdot m_r \quad [N] \quad (4.25)$$

$R_{c\perp}^c$ rezistența de calcul la compresiune perpendiculară pe fibre, [N/mm²], calculată conform relației (4.1),

A_c aria de contact dintre cele două elemente,

m_{Tc} coeficientul de tratare a lemnului (tabelul 4.10),

m_r coeficient ce ține cont de modul de rezemare, cu valorile:

$m_r = 1,00$, pentru elemente la care aria de contact (reazem) este egală cu aria elementului comprimat (Figura 4.19a), precum și la îmbinări cu creștări laterale, (Figura 4.19b),

$m_r = 1,60$, la piesele de rezem (Figura 4.19c,d), în îmbinări cu pene perimetrice care au fibrele dispuse normal pe fibrele elementelor îmbinate (Figura 4.19e) precum și la suprafețele de reazem ale construcțiilor din lemn, (Figura 4.19g)

$m_r = 2,00$, la striviri sub șaibă.

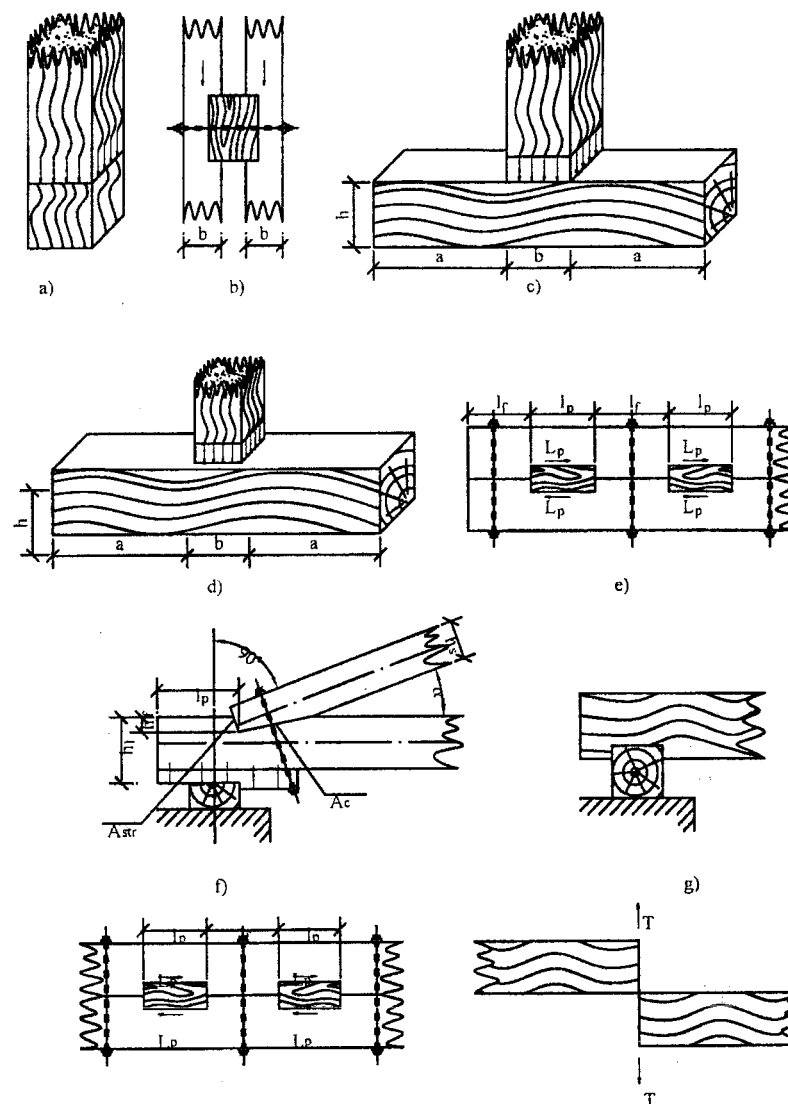


Figura 4.19 Variante de rezemare a elementelor din lemn

Bare din lemn solicitate la strivire oblică

Strivirea oblică apare la îmbinarea elementelor comprimate sub un anumit unghi (figura 4.19f).

Relația de verificare a elementelor solicitate la compresiune sub un unghi α față de direcția fibrelor materialului lemnos este următoarea:

$$N_i \leq N_r, \quad [N] \quad (4.26)$$

unde

N_i încărcarea maximă, [N], ce-i revine elementului comprimat dintr-o anumită combinație de încărcări și care face un unghi α cu direcția fibrelor elementului respectiv,
 N_r capacitatea portantă a elementelor din lemn, solicitate la compresiune sub un unghi α față de direcția fibrelor, având secțiunea simplă, care se determină cu relația:

$$N_r = \frac{C_r \cdot Q_r}{C_r \cdot \sin^2 \alpha + Q_r \cdot \cos^2 \alpha} \quad [N] \quad (4.27)$$

cu

C_r capacitatea portantă a elementelor din lemn cu secțiunea simplă, solicitate la compresiune paralelă cu fibrele, considerând aria de calcul egală cu aria de strivire, A_{str} ,
 Q_r capacitatea portantă a elementelor din lemn, solicitate la compresiune perpendiculară pe fibre, aria de calcul fiind considerată aria de contact dintre elemente, A_c ,
 α unghiul pe care îl face forța de compresiune cu direcția fibrelor, respectiv unghiul sub care se îmbină cele două elemente.

4.7 CALCULUL ELEMENTELOR COMPONENTE ALE ȘARPANTELOR

Astereala

Astereala se consideră simplu rezemate pe căpriori, cu deschiderea de calcul egală cu distanța dintre căpriori, d_c și se calculează la încovoiere oblică.

Încărcările aferente unei scânduri (de lățime b) din încărcările permanente, zăpadă, vânt și încărcarea utilă se determină, conform (figurii 4.20). Pentru distanțe între axele scândurilor sub 15 cm se consideră că forța concentrată (încărcarea utilă) se distribuie la două scânduri, iar pentru distanțe mai mari de 15 cm, forța concentrată se repartizează unei singure scânduri.

Formulele de calcul pentru determinarea componentelor încărcărilor de pe astereală, (g_p^a, g_z^a, p_v^a) pe cele două direcții, sunt date în tabelul 4.18.

Tabelul 4.18

Încărcarea		Componenta încărcării pe astereală pe direcție :	
		normală (y-y)	tangențială (x-x)
permanentă	g_p	$g_{p,y}^a = g_p \cdot b \cdot \cos \alpha$	$g_{p,x}^a = g_p \cdot b \cdot \sin \alpha$
din zăpadă	g_z	$g_{z,y}^a = g_z \cdot b \cdot \cos^2 \alpha$	$g_{z,x}^a = g_z \cdot b \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha$
din vânt	p_v	$p_{v,y}^a = p_v \cdot b$	0
utilă	P	$P_y = P \cdot \cos \alpha$	$P_x = P \cdot \sin \alpha$

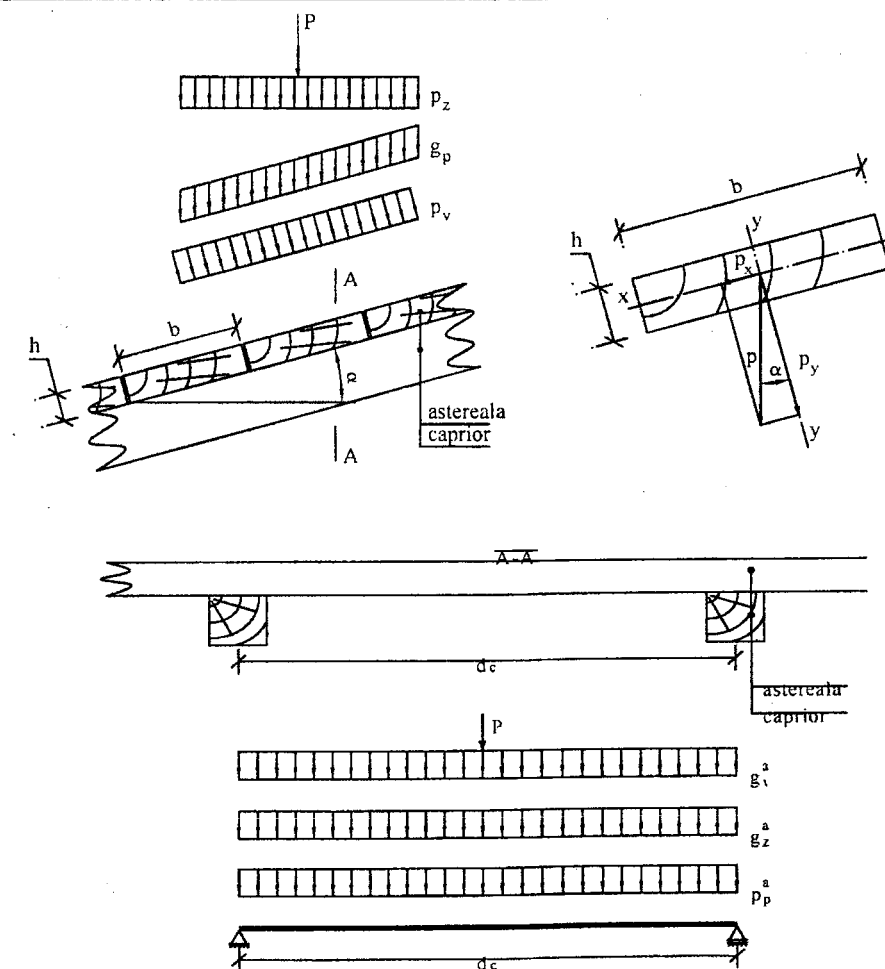


Figura 4.20 - Stabilirea schemei de calcul și a încărcărilor pentru astereală

Se aleg dimensiunile asterealei ($b \times h$), și se determină caracteristicile secționale $W_{x(y)}$ [mm^3] și $I_{x(y)}$ [mm^4] pe direcțiile principale de inerție.

Calculul asterealei se face la încovoiere oblică, etapele și relațiile de calcul fiind cele prezentate în capitolul 4.6.

Șipcile

Schema statică pentru calculul șipcilor se consideră o grindă simplu rezemată pe căpriori, cu deschiderea de calcul egală cu distanța dintre căpriori, d_c .

Asemeni asterealei, calculul șipcii se face la încovoiere oblică, etapele și relațiile de calcul luându-se din capitolul 4.6.

Se determină încărcările aferente unei șipci din încărcările permanente, din zăpadă, din vânt și din încărcarea utilă, după care se proiectează pe direcție normală și tangențială (conform figurii 4.21).

Formulele de calcul pentru determinarea componentelor încărcărilor de pe șipcă (g_p^s, g_z^s, p_v^s), pe cele două direcții, sunt date în tabelul 4.19.

Tabelul 4.19

Încărcarea		Componenta încărcării pe șipcă pe direcție :	
		normală (y-y)	tangențială (x-x)
permanentă	g_p	$g_{p,y}^s = g_p \cdot d_s \cdot \cos \alpha$	$g_{p,x}^s = g_p \cdot d_s \cdot \sin \alpha$
din zăpadă	g_z	$g_{z,y}^s = g_z \cdot d_s \cdot \cos^2 \alpha$	$g_{z,x}^s = g_z \cdot d_s \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha$
din vânt	p_v	$p_{v,y}^s = p_v \cdot d_s$	0

Se aleg dimensiunile asterealei ($b \times h$), și se determină caracteristicile secționale $W_{x(y)}$ [mm^3] și $I_{x(y)}$ [mm^4].

Se calculează rezistența de calcul la încovoiere R_i cu relația (4.1) iar apoi se face verificarea de rezistență cu relația (4.14).

Momentele încovoietoare efective M_{ef}^x și M_{ef}^y sunt calculate cu încărcările de calcul (în ipoteza I) iar M_x^* și M_y^* se determină cu relațiile (4.15), respectiv (4.16), ca fiind momentele rezistente pe direcțiile x-x, respectiv y-y.

Verificarea de rigiditate se face cu relația (4.17), f_{adm} luându-se din tabelul 4.12.

Dacă verificările nu sunt satisfăcute, se aleg dimensiuni noi pentru elementul calculat și se reiau calculele de verificare.

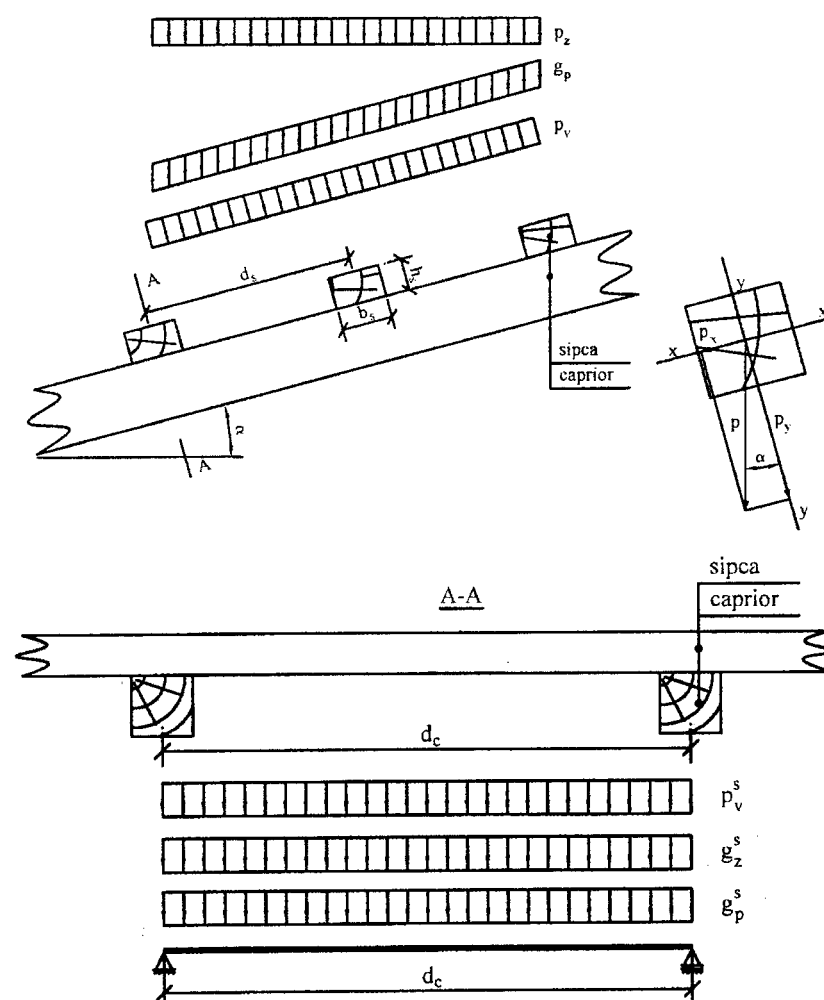


Figura 4.21 – Stabilirea schemei de calcul și a încărcărilor pentru șipcă

Căpriorii

Schema statică a căpriorilor poate este o grindă simplu rezemată pe pane, cu sau fără consolă. Dacă există pană de creastă care reazemă pe un pop, atunci schema statică este o grindă simplu rezemată, cu deschiderea de calcul egală cu cea mai mare distanță dintre axele panelor consecutive.

Dacă la creastă există soluția de riglă prinsă între căpriori și clești, schema de calcul va fi o grindă simplu rezemată, cu consolă pe deschiderea dintre pana intermediară și rigla de creastă.

Căpriorii se pot calcula ca grinzi orizontale cu deschiderea de calcul d_2 (distanța pe orizontală dintre axele panelor), încărcate cu sarcini verticale uniform distribuite sau ca grinzi înclinate, de deschidere l_2 încărcate cu sarcini normale pe axa grinzii și uniform distribuite pe lungimea înclinată a acesteia.

În figura 4.22 sunt prezentate schema de calcul și modul de aplicare al încărcărilor pe căpriori pentru varianta a doua de calcul.

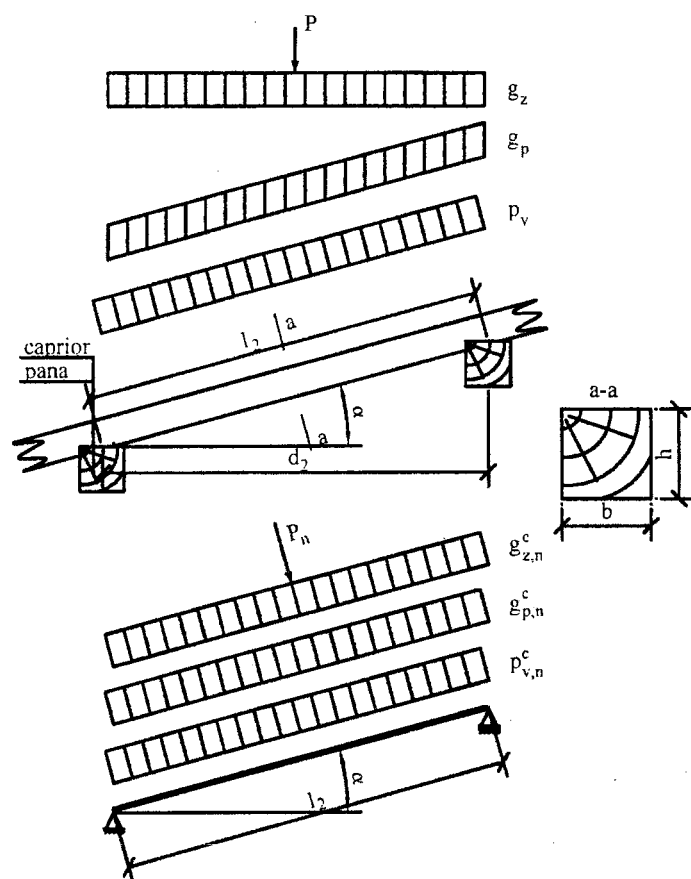


Figura 4.22 – Stabilirea schemei de calcul și a încărcărilor pentru căpriori (soluția cu pană de creastă)

Formulele de calcul pentru determinarea componentelor încărcărilor de pe căprior (g_p^c, g_z^c, p_v^c) pe direcție normală axei lui, sunt date în tabelul 4.20.

Calculul căpriorilor se face la încovoiere dreaptă, etapele și relațiile de calcul luându-se din capitolul 4.6.

Tabelul 4.20

Încărcarea		Componenta încărcării pe astereală pe direcție : normală (y-y)
Permanentă	g_p	$g_p^c = g_p \cdot d_c \cdot \cos \alpha$
din zăpadă	g_z	$g_z^c = g_z \cdot d_c \cdot \cos^2 \alpha$
din vânt	p_v	$p_v^c = p_v \cdot d_c$
Utilă	P	$P_y = P \cdot \cos \alpha$

Se aleg dimensiunile $b \times h$ ale căpriorilor și se determină caracteristicile secționale.

Se calculează rezistența de calcul la încovoiere R_i cu relația (4.1) iar apoi se face verificarea de rezistență cu relația (4.11).

Momentul încovoietor efectiv M_{ef}^* este calculat cu încărcările de calcul (în ipoteza I) iar M^* se determină cu relațiile (4.12) ca fiind momentul capabil.

Verificarea de rigiditate se face cu relația (4.13), f_{adm} luându-se din tabelul 4.12.

Panele

Schema statică a panii se consideră o grindă simplu rezemată pe popi, deschiderea de calcul fiind distanța dintre ferme. Când pana este prevăzută cu contrafișe longitudinale, deschiderea de calcul, l_c , se consideră ca în figura 4.21.

Panele pot fi drepte sau înclinate (figura 4.23), calculându-se la încovoiere oblică.

Schemele de calcul și încărcările aferente panelor se iau conform figurii 4.23, ținându-se cont de existența contravântuirilor longitudinale.

Încărcările care acționează asupra panii sunt cele transmise de căpriorii care reazemă pe aceasta (permanente, zăpadă, vânt și utilă) și în plus, se ia în considerare greutatea proprie a panii ($g_{pr,p}$).

Formulele de calcul pentru determinarea componentelor tuturor încărcărilor de pe pană, (g_p^p, g_z^p, p_v^p, P), pe cele două direcții principale de inerție, sunt date în tabelul 4.21.

Se observă că, în ipotezele în care nu se ia în considerare vântul, panee drepte se pot calcula la încovoiere dreaptă, după direcția axei y-y, normală la axa panii.

Se aleg dimensiunile pentru pană ($b \times h$) și se determină caracteristicile secționale $W_{x(y)}$ și $I_{x(y)}$ pe direcțiile axelor principale de inerție.

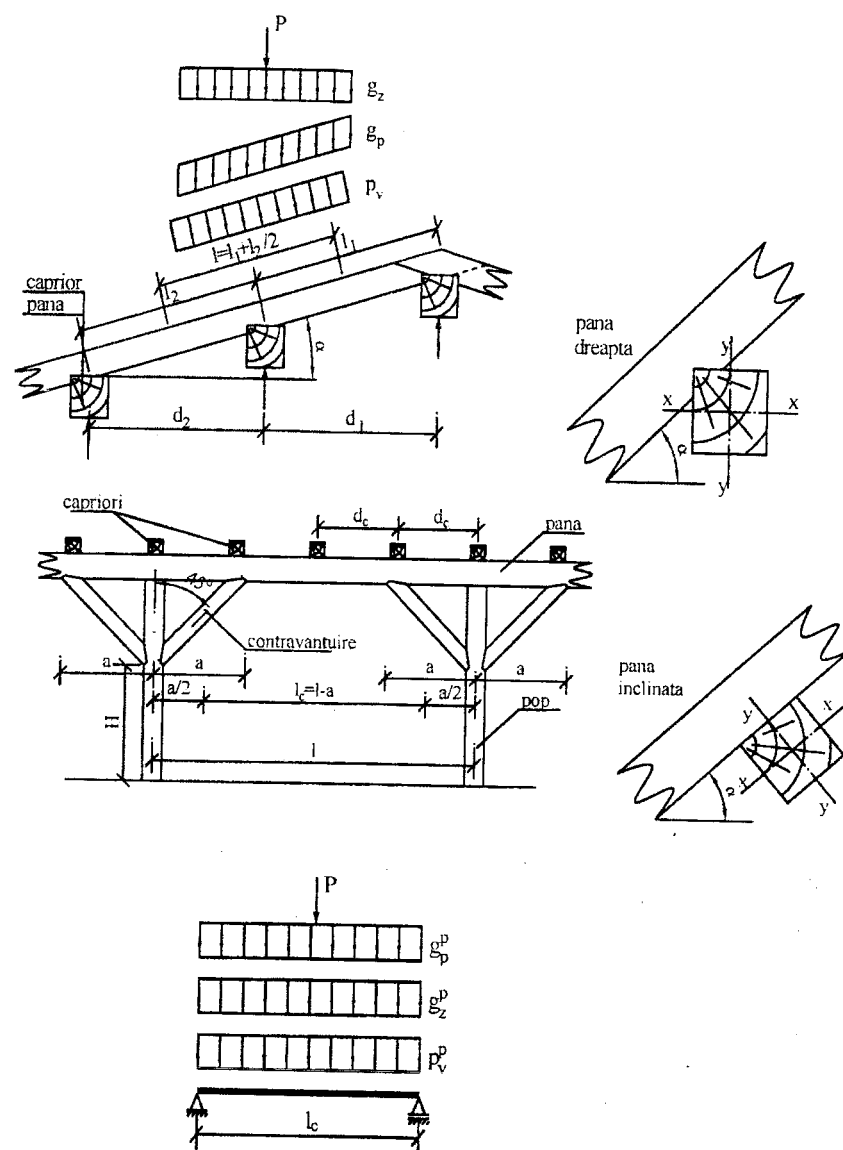


Figura 4.23 - Stabilirea schemei de calcul și a încărcărilor pentru pane

Calculul paniei se face la încovoiere oblică (sau dreaptă, conform observației de mai sus), cu încărcările determinate conform ipotezelor de încărcare de la etapele și relațiile de calcul fiind cele prezentate în capitolul 4.6.

Tabelul 4.21

Tipul paniei	Încărcare	Componenta încărcării pe pană, pe direcție :	
		normală (y-y)	tangentială (x-x)
Pană dreaptă	g_p	$g_{p,y}^p = g_p \cdot l + g_{pr,p}$	0
	g_z	$g_{z,y}^p = g_z \cdot d_2$	0
	p_v	$p_{v,y}^p = p_v \cdot l \cdot \cos \alpha$	$p_{v,x}^p = p_v \cdot l \cdot \sin \alpha$
	P	$P_y = P$	0
Pană oblică	g_p	$g_{p,y}^p = (g_p \cdot l + g_{pr,p}) \cdot \cos \alpha$	$g_{p,x}^p = (g_p \cdot l + g_{pr,p}) \cdot \sin \alpha$
	g_z	$g_{z,y}^p = g_z \cdot d_2 \cdot \cos \alpha$	$g_{z,x}^p = g_z \cdot d_2 \cdot \sin \alpha$
	p_v	$p_{v,y}^p = p_v \cdot l$	0
	P	$P_y = P$	$P_x = P \cdot \sin \alpha$

Popii

Sunt elemente verticale sau înclinate solicate la compresiune paralelă cu fibrele și, în funcție de tipul lor, preiau în mod diferit reacțiunile din pane N_p , astfel:

a) Popii verticali:

- se consideră elemente comprimate centric, articulate la ambele capete, lungimea lor de flambaj, l_f , fiind egală cu înălțimea lor, H , considerată până sub pană, (figura 4.24a)
- se verifică la compresiune cu flambaj.

b) Popii înclinați:

- preiau reacțiunile aduse de pane, N_p , conform schemei din figura 4.24b.
- se consideră atât ei cât și coarda întinsă articulați la ambele capete,
- lungimea de flambajă popului înclinat, l_f , este egală cu înălțimea popului până sub pană.

Se aleg dimensiunile secțiunii transversale a popului și se determină aria acesteia.

Calculul popului se face la compresiune în lungul fibrelor, urmând etapele de calcul precizate în paragraful anterior, capitolul 4.6.

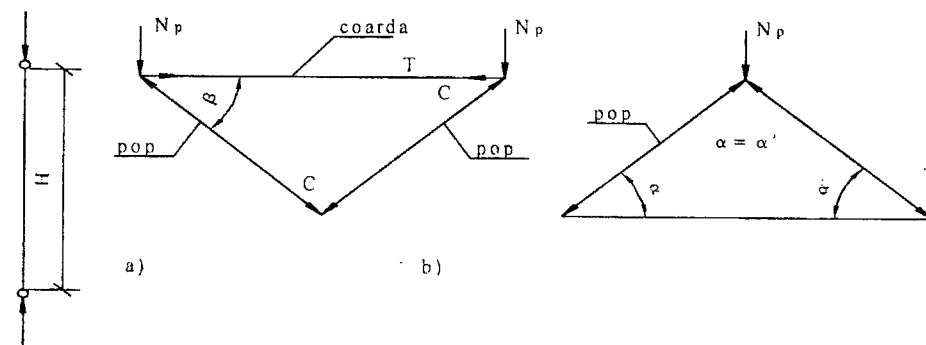


Figura 4.24 - Stabilirea schemelor de calcul pentru popi

Relația de verificare este (4.18), unde încărcarea $N_i = N_p$.

Se alege secțiunea transversală a acestora și se determină capacitatea portantă la compresiune în lungul fibrelor cu relația (4.19), unde φ_c se calculează cu (4.20) sau (4.21) și se limitează la valorile din tabelul 4.15.

Tălpile

Sunt elemente supuse la strivire dreaptă (compresiune perpendiculară pe fibre) în cazul popilor verticali (figura 4.25) și la strivire sub un anumit unghi în cazul popilor înclinați (Detaliul C, figura 4.7b).

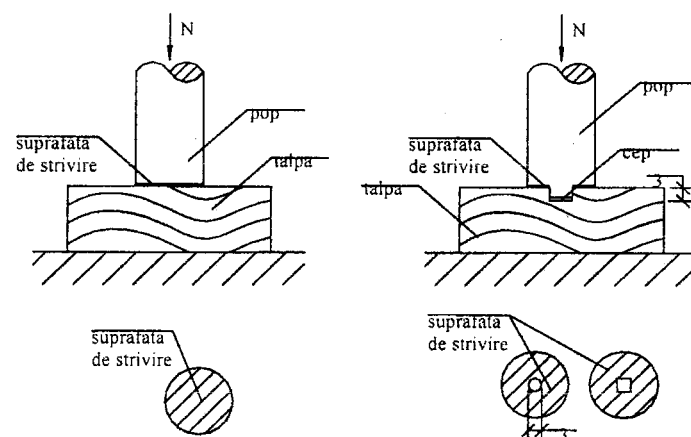


Figura 4.25 – Stabilirea suprafețelor de strivire ale tălpilor sub popi

Aria de strivire este diferită, în funcție de existența sau inexistența cepului la îmbinarea pop – talpă (figura 4.25).

Verificarea tălpilor de sub popii verticali se face conform precizărilor din paragraful anterior, cu relațiile (4.24) și (4.25) iar verificarea tălpilor de sub popii înclinați, conform paragrafului precedent, cu relațiile (4.26) și (4.27).

După verificarea dimensiunilor fiecărui element al șarpantei, se completează planul șarpantă cu pozițiile și dimensiunilor reale ale elementelor, rezultate în urma calculelor.

4.8 EXEMPLU DE CALCUL ȘI DE ALCĂTUIRE A UNEI ȘARPANTE DIN LEMN

Date generale

Să se proiecteze șarpanta din lemn pentru clădirea de locuit P+1E, prezentată în capitolul 1, având datele generale precizate în continuare:

- Clădirea de locuit este amplasată în Timișoara.
- Structura de rezistență este alcătuită din pereți portanți din zidărie de cărămidă.
- Șarpanta se execută din lemn de rășinoase, tratat pe suprafață, având:
 - clasa I-a de calitate, pentru elementele întinse;
 - clasa a II-a de calitate, pentru elementele comprimate sau încovoiate;
 - clasa I de exploatare din punct de vedere al condițiilor de umiditate.

Învelitoarea este din țigle profilate, cu panta învelitorii de 35°.

Dimensiunile în plan și în elevație ale clădirii de locuit sunt date în figura 4.26, unde notațiile reprezintă :

- l – deschiderea transversală a clădirii;
- b – lungimea totală a clădirii;
- h_l – înălțimea la streșină;
- h_s – înălțimea șarpantei.

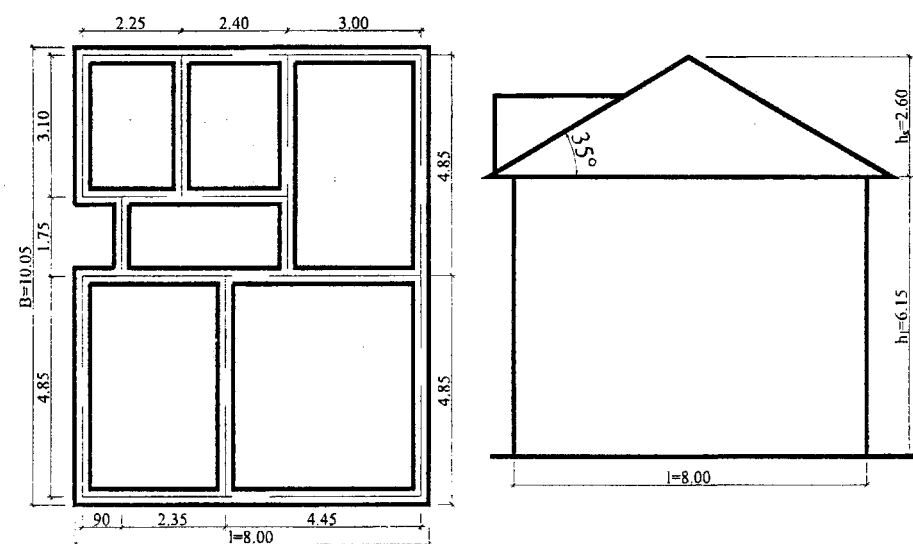


Figura 4.26 Dimensiunile în plan și în elevație ale clădirii

Alegerea șarpantei

Pentru dimensiunile în plan și în elevație ale clădirii proiectate (figura 4.26) se alege o șarpantă pe scaune, cu popi verticali, având schema de calcul și dimensiunile din figura 4.27.

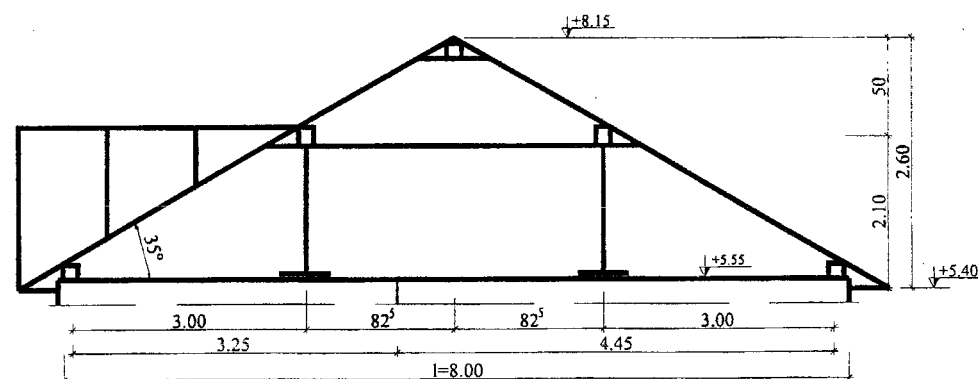


Figura 4.27 Secțiune transversală prin șarpantă – schemă de calcul
Învelitoarea din țigle profilate este așezată pe suport din șipci orizontale dispuse la 34cm.

Fermele șarpantei se poziționează pe pereții transversali de rezistență, amplasați la distanța de $T = 4,85$ m.

Căpriorii se aleg cu secțiunea dreptunghiulară și se dispun la distanța de 80 cm interax.

Evaluarea încărcărilor

a). Încărcări permanente (din greutatea proprie a acoperișului).

Valorile normate și de calcul ale încărcărilor din greutatea proprie a acoperișului sunt date în tabelul următor:

Tabelul 4.22

Denumire element	g_p^n [daN/m ²]	n	g_p^c [daN/m ²]
Învelitoare din țigla profilată	50,0	1,2	60,0
Astereală 2x2,4cm	28,8	1,1	31,7
Șipcă 3,8x3,8cm	3,5	1,1	3,85
Căpriori 10x15cm	9,0	1,1	10,0
Vată minerală 6cm	6,0	1,2	7,2
TOTAL	~ 98		~ 113

b). Încărcarea din zăpadă.

Amplasarea fiind în Timișoara, construcția este încadrată în zona "A" din punct de vedere al zonării teritoriului la acțiunea zăpezii.

Valoarea normată a încărcării din zăpadă se stabilește conform STAS 10101/21-92 /5/ cu următoarea relație de calcul:

$$p_z^n = g_z c_{z1} c_e \quad [\text{daN/m}^2]$$

unde:

$g_z = 90 \text{ daN/m}^2$ – greutatea stratului de bază pentru zona climatică "A"

$c_e = 0,8$ – coeficientul de expunere pentru condiții normale de expunere.

$c_{z1} = 1,25$ – coeficient cu valoarea maximă în varianta II.

Rezultă valoarea normată a încărcării din zăpadă:

$$p_z^n = 90 \times 0,8 \times 1,25 = 90 \text{ daN/m}^2$$

Valoarea de calcul a încărcării din zăpadă este:

$$p_z^c = \gamma_F p_z^n$$

unde:

γ_F – coeficientul parțial de siguranță, care se calculează astfel:

$$\gamma_F = \gamma_a - 0,4 \frac{g_p}{c_e \cdot p_z} \geq 0,3 \gamma_a$$

$$\gamma_F = 2,2 - 0,4 \frac{98}{0,8 \cdot 90} = 1,655$$

Rezultă valoarea de calcul a încărcării din zăpadă:

$$p_z^c = 1,655 \times 90 = 149 \text{ daN/m}^2$$

c). Încărcarea din vânt.

Amplasarea construcției fiind în Timișoara, este încadrată în zona "A" privind zonarea teritoriului din punct de vedere al acțiunii vântului.

Încărcarea din vânt se ia în calcule cu intensitatea normată p_v^n și cu cea de calcul p_v^c , conform STAS 10101/20, relațiile de calcul fiind:

$$p_v^n = \beta \cdot c_{ni} \cdot c_h(z) \cdot g_v \quad [\text{daN/m}^2]$$

$$p_v^c = \gamma_F \cdot \beta \cdot c_{ni} \cdot c_h(z) \cdot g_v \quad [\text{daN/m}^2]$$

unde

β - coeficientul de rafală, în funcție de categoria de sensibilitate a construcției la acțiunea vântului (pentru construcții din categoria C1, construcții curente, $\beta = 1,6$),

c_{ni} - coeficientul aerodinamic pe suprafața "i" a construcției are valori diferite pe cei doi versanți ai acoperișului, c_{n1} și c_{n2} , în funcție de raportul h/l și de unghiul acoperișului α .

Pentru $h/l = 0,77$ și $\alpha = 35^\circ$, rezultă

$$c_{n1} = -0,118$$

$$c_{n2} = -0,45.$$

$c_h(z)$ - coeficient de variație a presiunii dinamice de bază în raport cu înălțimea z deasupra terenului liber și cu tipul de amplasament (egal cu 0,65 pentru amplasament intravilan),

g_v - presiunea dinamică de bază, $g_v = 30 \text{ daN/m}^2$ (pentru zona climatică "A"),

γ_F - coeficient parțial de siguranță pentru acțiunea vântului ($\gamma_F = 1,4$ pentru zona climatică "A" și clădiri din clasa II de importanță).

Valorile intensităților normate sunt:

$$p_{v1}^n = 1,6 \times 0,65 \times 30 \times (-0,118) = -0,37 \text{ daN/m}^2,$$

$$p_{v2}^n = 1,6 \times 0,65 \times 30 \times (-0,45) = -14,04 \text{ daN/m}^2.$$

Valorile intensităților de calcul sunt:

$$p_{v1}^c = 1,4 \times (-0,37) = -0,98 \text{ daN/m}^2,$$

$$p_{v2}^c = 1,4 \times (-14,04) = -19,656 \text{ daN/m}^2.$$

Valorile presiunii interioare sunt $\pm 0,5 \cdot c_h(h_{med}) \cdot g_v = \pm 9,75 \text{ daN/m}^2$.

Valorile încărcărilor din vânt sunt nesemnificative față de valorile celorlalte încărcări.

d). Încărcarea utilă.

Încărcarea utilă constă într-o forță concentrată, cu:

- valoarea normată $P^n = 100 \text{ daN}$,

- valoarea de calcul $P^c = 100 \times 1,2 = 120 \text{ daN}$, cu $n = 1,2$.

Rezistențele de calcul ale lemnului la diferite solicitări

a). Rezistența la încovoiere

Rezistența caracteristică la încovoiere pentru lemn de rășinoase de clasa a II-a de calitate este:

$$R_i = 168 \text{ daN/cm}^2$$

Rezistența de calcul se determină cu relația:

$$R_i^c = m_{ui} m_{di} R_i / \gamma, \text{ unde:}$$

$m_{ui} = 1$, coeficientul condițiilor de lucru, definiți pe baza condițiilor de microclimat în care sunt exploatate elementele de construcție - clasa I de exploatare

m_{di} - coeficienții de lucru, stabiliți în funcție de durata de acțiune a încărcărilor și de tipul solicitărilor, sunt:

$m_{d1} = 0,55$ (pentru încărcări permanente)

$m_{d2} = 1,0$ (pentru încărcări din zăpadă)

$\gamma_i = 1,1$ coeficientul parțial de siguranță pentru solicitarea de încovoiere,

$m_d = 0,80$ - medie ponderată a coeficienților m_{di} (în cazul combinației de încărcări din ipoteza I de calcul - permanente + zăpadă)

$$m_d = \frac{m_{d1} \cdot g_p + m_{d2} \cdot g_z}{g_p + g_z}$$

$$R_i^c = 1,0 \times 0,80 \times 168 / 1,1 = 122 \text{ daN/cm}^2$$

b). Rezistența la compresiune în lungul fibrelor

Rezistența caracteristică la compresiune în lungul fibrelor pentru lemn de rășinoase de clasa a II-a de calitate este:

$$R_{cII} = 120 \text{ daN/cm}^2.$$

Rezistența de calcul se determină cu relația:

$$R_{cII}^c = m_{uc} m_{dc} R_{cII} / \gamma_{cII}, \text{ unde:}$$

$$m_{uc} = 1,$$

m_{dc} - coeficienții de lucru, stabiliți în funcție de durata de acțiune a încărcărilor și de tipul solicitărilor, sunt:

$m_{d1} = 0,8$ (pentru încărcări permanente)

$m_{d2} = 1,0$ (pentru încărcări din zăpadă)

$m_d = 0,8$ - medie ponderată a coeficienților m_{dc} .

$\gamma_{cII}=1,25$, coeficientul parțial de siguranță pentru solicitarea de compresiune paralelă cu fibrele,
 $R_{cII}^c = 120 \times 0,91 / 1,25 = 87,4 \text{ daN/cm}^2$.

c). Rezistența la compresiune perpendiculară pe fibre

Rezistența caracteristică la compresiune perpendiculară pe fibre, pentru lemn de rășinoase de clasa a II-a de calitate, este:

$$R_{c\perp} = 30 \text{ daN/cm}^2.$$

Rezistența de calcul se determină cu relația:

$$R_{c\perp}^c = m_{uc} m_{dc} R_{c\perp} / \gamma_{c\perp}, \text{ unde:}$$

$$m_{uc} = 1,$$

$$m_d = 0,91 - \text{medie ponderată a coeficienților } m_{dc},$$

$\gamma_{c\perp}=1,25$, coeficientul parțial de siguranță pentru solicitarea de compresiune,

$$R_{c\perp}^c = 30 \times 0,91 / 1,25 = 21,8 \text{ daN/cm}^2.$$

Dimensionarea elementelor componente ale șarpantei

În fig.4.38 este dat planul șarpantei și secțiunile caracteristice prin șarpantă, de unde se determină schemele statice, deschiderile de calcul și suprafețele aferente pentru evaluarea încărcărilor ce le revin elementelor componente ale șarpantei.

a). Dimensionarea șipcilor.

Pentru stabilirea schemei de calcul și a încărcărilor, vezi figura 4.21, în care :

- distanța dintre șipci este $d_s = 0,34 \text{ m}$,
- deschiderea de calcul a șipcilor este chiar distanța dintre căpriori, $d_c = 0,80 \text{ m}$,
- unghiul învelitoarei este $\alpha = 35^\circ$ ($\cos \alpha = 0,819$, $\sin \alpha = 0,573$, $\tan \alpha = 0,700$),
- șipcile se verifică la încovoiere oblică.
- se aleg șipci cu secțiunea dreptunghiulară de **3,8x3,8cm**, cu

$$W_x = W_y = 9,14 \text{ cm}^3,$$

$$I_x = I_y = 17,37 \text{ cm}^4.$$

Încărcările care se iau în considerare la calculul șipcilor sunt cele permanente (luate din tabelul 4.22, din care s-a scăzut greutatea căpriorilor și a termoizolației) și cele din zăpadă.

Încărcările ce-i revin unei șipci se consideră de pe suprafața aferentă și sunt uniform distribuite pe lungimea șipcii. Se determină încărcările normate și cele de calcul pe direcție verticală, se descompun apoi după direcțiile axelor principale de inerție x-x și y-y și se calculează momentele încovoietoare efective aferente.

Încărcările de calcul, uniform distribuite pe șipcă, pe direcție verticală sunt :

- permanente

$$g_p^{c,s} = g_p^c \times d_s = 95,8 \times 0,34 \approx 32,6 \text{ daN/m}$$

- din zăpadă

$$g_z^{c,s} = p_z^c \times d_s \times \cos \alpha = 149 \times 0,34 \times 0,819 \approx 41,5 \text{ daN/m}.$$

Încărcările de calcul, uniform distribuite pe șipcă, descompuse după cele două direcții principale de inerție x-x și y-y, sunt :

- permanente

$$g_{p,x}^{c,s} = g_p^{c,s} \times \sin \alpha = 32,6 \times 0,573 \approx 18,7 \text{ daN/m}$$

$$g_{p,y}^{c,s} = g_p^{c,s} \times \cos \alpha = 32,6 \times 0,819 \approx 26,7 \text{ daN/m}$$

- din zăpadă

$$g_{z,x}^{c,s} = g_z^{c,s} \times \sin \alpha = 41,5 \times 0,573 \approx 24 \text{ daN/m}.$$

$$g_{z,y}^{c,s} = g_z^{c,s} \times \cos \alpha = 41,5 \times 0,819 \approx 34 \text{ daN/m}.$$

Încărcările normate, uniform distribuite pe șipcă, pe direcție verticală sunt :

- permanente

$$g_p^{n,s} = g_p^n \times d_s = 83 \times 0,34 \approx 28,2 \text{ daN/m}$$

- din zăpadă

$$g_z^{n,s} = p_z^n \times d_s \times \cos \alpha = 90 \times 0,34 \times 0,819 \approx 25 \text{ daN/m}$$

Încărcările normate, uniform distribuite pe șipcă, descompuse după cele două direcții principale de inerție x-x și y-y, sunt :

- permanente

$$g_{p,x}^{n,s} = g_p^{n,s} \times \sin \alpha = 28,2 \times 0,573 \approx 16,2 \text{ daN/m}$$

$$g_{p,y}^{n,s} = g_p^{n,s} \times \cos \alpha = 28,2 \times 0,819 \approx 23 \text{ daN/m}$$

- din zăpadă

$$g_{z,x}^{n,s} = g_z^{n,s} \times \sin \alpha = 25 \times 0,573 \approx 14,5 \text{ daN/m}.$$

$$g_{z,y}^{n,s} = g_z^{n,s} \times \cos \alpha = 25 \times 0,819 \approx 20,5 \text{ daN/m}.$$

Cu valorile de calcul ale componentelor încărcărilor după direcțiile principale de inerție se determină momentele încovoietoare în ipoteza I de încărcare (permanente + zăpadă), astfel:

$$M_x^s = (g_{p,x}^{c,s} + g_{z,x}^{c,s}) \times d_c^2 / 8$$

$$M_y^s = (g_{p,y}^{c,s} + g_{z,y}^{c,s}) \times d_c^2 / 8$$

rezultând

$$M_x^s = (18,7 + 24) \times 0,80^2 / 8 = 3,42 \text{ daNm} = 342 \text{ daNcm}$$

$$M_y^s = (26,7 + 34) \times 0,80^2 / 8 = 4,9 \text{ daNm} = 490 \text{ daNcm}$$

Verificarea de rezistență se face cu relația (4.14):

$$\pm \frac{M_{ef}^x}{M_r^x} \pm \frac{M_{ef}^y}{M_r^y} \leq 1$$

unde,

M_r^x , M_r^y - capacitățile portante la încovoiere statică pe direcția x-x, respectiv pe direcția y-y

$$M_r^x = R_i^c \cdot W_{\text{calcul}}^x \cdot m_{Ti}$$

$$M_r^y = R_i^c \cdot W_{\text{calcul}}^y \cdot m_{Ti}$$

și $R_i^c = 1,0 \times 0,80 \times 168 / 1,1 = 122 \text{ daN/cm}^2$

$$W_{\text{calcul}}^x = W_{\text{calcul}}^y = 9,14 \text{ cm}^3$$

$$M_r^x = M_r^y = 122 \times 9,14 \times 1,0 = 1115 \text{ daNcm}$$

$$M_{ef}^x = M_x^s = 6,1 \text{ daNcm} = 610 \text{ daNcm}$$

$$M_{ef}^y = M_y^s = 8,7 \text{ daNcm} = 870 \text{ daNcm}, \text{ rezultă}$$

$$\pm (342 / 1115) \pm (490 / 1115) \leq 1.$$

Verificarea de rigiditate (deformație) se face cu relația:

$$f_{\text{max, finală}} = \sqrt{(f_{\text{max, finală}}^x)^2 + (f_{\text{max, finală}}^y)^2}$$

unde

$f_{\text{max, finală}}^x$ și $f_{\text{max, finală}}^y$ – săgețile care se calculează din componentele încărcărilor normate (permanente și zăpadă) de pe direcțiile x-x, respectiv y-y,

$f_{\text{adm}} = L/150$, unde L este lungimea de calcul a șipcii, $L = d_c = 80 \text{ cm}$ deci

$f_{\text{adm}} = 0,5 \text{ cm}$, iar

$f_{\text{max, finală}}^x$ și $f_{\text{max, finală}}^y$ – se stabilesc cu relația (12), din componentele încărcărilor de pe direcțiile x-x, respectiv y-y, unde

$$f_{\text{max, finală}}^x = f_p^x + f_z^x \text{ și}$$

$$f_{\text{max, finală}}^y = f_p^y + f_z^y,$$

$$f_p^{x,y} = f_{p,\text{inst}}^{x,y} (1 + K_{\text{def}}), \text{ săgeata finală, din încărcarea permanentă}$$

$$f_z^{x,y} = f_{z,\text{inst}}^{x,y} (1 + K_{\text{def}}), \text{ săgeata finală, din încărcarea din zăpadă, unde}$$

K_{def} – coeficientul care ține cont de durata de acțiune a încărcărilor, cu valorile 0,50 (încărcări permanente) și 0,25 (încărcări din zăpadă).

$E = 113000 \text{ daN/cm}^2$ – modulul de elasticitate în lungul fibrelor

q – încărcarea normată

l – deschiderea de calcul a șipcii, $l = l_c = 80 \text{ cm}$

$$f_{\text{inst}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{ql^4}{EI}, \text{ săgeata instantanee dată de o încărcare uniform distribuită, } q$$

Săgețile instantanee, pe cele două direcții, din încărcarea permanentă și din zăpadă sunt:

$$f_{p,\text{inst}}^x = (5/384) \times 0,162 \times 80^4 / (113000 \times 17,37) = 0,04 \text{ cm}$$

$$f_{z,\text{inst}}^x = (5/384) \times 0,145 \times 80^4 / (113000 \times 17,37) = 0,04 \text{ cm}$$

$$f_{p,\text{inst}}^y = (5/384) \times 0,230 \times 80^4 / (113000 \times 17,37) = 0,06 \text{ cm}$$

$$f_{z,\text{inst}}^y = (5/384) \times 0,205 \times 80^4 / (113000 \times 17,37) = 0,04 \text{ cm}.$$

Săgețile finale, pe cele două direcții, din încărcarea permanentă și din zăpadă

sunt:

$$f_p^x = f_{p,\text{inst}}^x (1 + K_{\text{def}}) = 0,04 (1 + 0,5) = 0,06 \text{ cm}$$

$$f_z^x = f_{z,\text{inst}}^x (1 + K_{\text{def}}) = 0,04 (1 + 0,25) = 0,05 \text{ cm}$$

$$f_p^y = f_{p,\text{inst}}^y (1 + K_{\text{def}}) = 0,06 (1 + 0,5) = 0,09 \text{ cm}$$

$$f_z^y = f_{z,\text{inst}}^y (1 + K_{\text{def}}) = 0,04 (1 + 0,25) = 0,05 \text{ cm}$$

iar

$$f_{\text{max}}^x = f_p^x + f_z^x = 0,06 + 0,05 = 0,10 \text{ cm},$$

$$f_{\text{max}}^y = f_p^y + f_z^y = 0,09 + 0,05 = 0,14 \text{ cm},$$

deci,

$$f_{\text{max, finală}} = \sqrt{0,10^2 + 0,14^2} = 0,17 \text{ cm} \leq f_{\text{adm}} = 0,5 \text{ cm}.$$

b). Dimensionarea căpriorilor

Stabilirea schemei de calcul și a încărcărilor se face conform figurii 4.22, în

care:

- deschiderea maximă de calcul a căpriorilor pe direcție orizontală, $d_2 = 3,00 \text{ m}$,
- distanța dintre căpriori $d_c = 80 \text{ cm}$,
- deschiderea maximă pe direcție înclinată $l_2 = 3,66 \text{ m}$,
- căpriorul se calculează la încovoiere dreaptă,
- se alege pentru căpriori secțiunea dreptunghiulară de $10 \times 12 \text{ cm}$ având
 $W = 240 \text{ cm}^3$, $I = 1440 \text{ cm}^4$

Schema de calcul a căpriorului este schema de calcul este o grindă simplu rezemată, cu consolă (deoarece pana de creastă nu reazemă pe popi, acel punct se consideră capăt liber).

Încărcările permanente și din zăpadă ce-i revin unui căprior se iau de pe suprafața aferentă a învelitorii și se consideră uniform distribuite pe lungimea căpriorului.

Încărcare utilă se consideră o forță concentrată pe direcție verticală, aplicată în poziția cea mai defavorabilă, cu :

- valoarea normată

$$P_u^n = 1000 \text{ N}$$

- valoarea de calcul

$$P_u^c = n \cdot P_u^n = 1200 \text{ N}, n = 1,2 \text{ coeficientul supraîncărcărilor}.$$

Căpriorul se calculează la încovoiere dreaptă, determinându-se momentele încovoietoare și săgețile din componentele încărcărilor de pe direcția normală la axa căpriorului g_p^c , g_z^c și P_u .

Încărcările de calcul pe direcția normală la axa căpriorului sunt :

- permanente

$$- g_p^c = g_p \times d_c \times \cos \alpha = 113 \times 0,80 \times 0,819 \cong 74 \text{ daN/m}$$

- din zăpadă

$$- g_z^c = p_z \times d_c \times \cos^2 \alpha = 149 \times 0,80 \times 0,819^2 \cong 80 \text{ daN/m}.$$

- - utilă

$$- P_u^c = P_u \times \cos \alpha = 120 \times 0,819 \cong 98,3 \text{ daN/m}$$

Încărcările normate, pe direcția normală la axa căpriorului sunt :

- permanente

$$- g_p^{n,c} = g_p^n \times d_c \times \cos \alpha = 98 \times 0,80 \times 0,819 \cong 64 \text{ daN/m}$$

- din zăpadă

$$- g_z^{n,c} = p_z^n \times d_c \times \cos^2 \alpha = 90 \times 0,80 \times 0,819^2 \approx 48,3 \text{ daN/m.}$$

- - utilă

$$- P_u = P_u^n \times \cos \alpha = 100 \times 0,819 \approx 81,9 \text{ daN/m}$$

Pentru calculul eforturilor în căprior s-a utilizat programul de calcul static al grinzilor continue ("GRIC"), în domeniul elastic.

S-au determinat momentele încovoietoare în cele două ipoteze de încărcare, ipoteza I (permanente + zăpadă) și ipoteza II (permanente + utilă).

$$M_I = 240 \text{ daNm}$$

$$M_{II} = 195,4 \text{ daNm.}$$

Dimensionarea căpriorului făcându-se la momentul maxim resultant, în ipoteza I ($g_p + g_z$)

$$M_{\max} = 240 \text{ daNm.}$$

Verificarea de rezistență se face cu relația:

$$M_r \geq M_{\max}, \text{ unde}$$

M_r - capacitatea portantă la încovoiere statică dreaptă

$$M_r^x = R_i^c \cdot W_{\text{calcul}}^x \cdot m_{Ti}$$

$$\text{și } R_i^c = 1,0 \times 0,80 \times 168 / 1,1 = 122 \text{ daN/cm}^2$$

$$W_{\text{calcul}}^x = 240 \text{ cm}^3$$

$$M_r^x = 122 \times 240 \times 1,0 = 29280 \text{ daNcm} = 298,2 \text{ daNm}$$

Relația de verificare este satisfăcută

$$240 \leq 298,2.$$

Verificarea de rigiditate (deformație) se face cu relația:

$$f_{\max} \leq f_{\text{adm}} \text{ unde}$$

$$f_{\text{adm}} = L/200, \text{ unde } L = 3,66 \text{ m} = 366 \text{ cm}$$

$$f_{\text{adm}} = 366/200 = 1,83 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = f_1 + f_2,$$

unde

f_1 - săgeata datorată încărcărilor permanente

f_2 - săgeata datorată încărcărilor din zăpadă

$$f_1 = f_{\text{inst}, p} (1 + k_{\text{def}, p}),$$

$$f_2 = f_{\text{inst}, z} (1 + k_{\text{def}, z}), \text{ unde}$$

$$k_{\text{def}, p} = 0,50 \text{ și } k_{\text{def}, z} = 0,25 \text{ (tabelul 4.13)}$$

$$f_{\text{inst}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{ql^4}{EI}, \text{ unde}$$

$$E = 113000 \text{ daN/cm}^2 - \text{modulul de elasticitate}$$

q - încărcarea normată

$$- g_p^{n,c} = 64 \text{ daN/m (încărcarea permanentă normată, pe căprior)}$$

$$- g_z^{n,c} = 48,3 \text{ daN/m (încărcarea normată din zăpadă, pe căprior),}$$

rezultă următoarele valori pentru săgețile instantanee:

$$f_{\text{inst}, p} = 0,94 \text{ cm (permanente)}$$

$$f_1 = 0,94(1 + 0,50) = 1,42 \text{ cm}$$

$$f_{\text{inst}, z} = 0,71 \text{ cm (zăpadă)}$$

$$f_2 = 0,71(1 + 0,25) = 0,89 \text{ cm iar}$$

$$f_{\max} = 1,42 + 0,89 = 2,31 \text{ cm} > f_{\text{adm}} = 1,83 \text{ cm, deci trebuie să mărim}$$

dimensiunile căpriorului.

Se alege secțiunea de **12x15 cm** ($W = 450 \text{ cm}^3$, $I = 3375 \text{ cm}^4$) și se refac calculele, rezultând

$$f_{\text{inst}, p} = 0,40 \text{ cm}$$

$$f_1 = 0,40(1 + 0,50) = 0,60 \text{ cm}$$

$$f_{\text{inst}, z} = 0,30 \text{ cm}$$

$$f_2 = 0,30(1 + 0,25) = 0,38 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = 0,60 + 0,38 = 0,98 \text{ cm} < f_{\text{adm}} = 1,83 \text{ cm.}$$

c). Dimensionarea panii

- deschiderea maxima pe directie orizontala este distanța dintre ferme, $T = 4,85 \text{ m}$

- distanța echivalentă de pe care sunt preluate încărcările pe orizontală este $d = d_2/2 + d_1 = 2,30 \text{ m}$ (figura 4.27).

- **se alege pentru pană secțiunea dreptunghiulară de 19x25cm având**

$$W = 1979 \text{ cm}^3, I = 24739 \text{ cm}^4$$

Încărcările se determină conform tabelului 4.21, pentru pana dreaptă având relațiile:

$$g_{p,y}^p = g_p \cdot l + g_{pr,p}$$

$$g_{z,y}^p = g_z \cdot d_2$$

$$p_{v,y}^p = p_v \cdot l \cdot \cos \alpha$$

$$P_y = P$$

unde încărcările de calcul sunt

$$g_{pr,p} = 1,1 \times 0,25 \times 0,19 \times 600 = 31,4 \text{ daN/m - greutatea proprie a panii}$$

$$g_p^p = 113 \times 2,3 / \cos 35^\circ + g_{pr,p} = 317,5 + 31,4 = 349 \text{ daN/m}$$

$$g_z^p = 149 \times 2,3 = 343 \text{ daN/m}$$

$$P^c = 120 \text{ daN.}$$

Calculul eforturilor în pană:

$$M_g = 349 \times 4,85^2 / 8 = 1026 \text{ daNm}$$

$$M_{pz} = 343 \times 4,85^2 / 8 = 1008,5 \text{ daNm}$$

$$M_P = 120 \times 4,85 / 4 = 145,5 \text{ daNm}$$

Dimensionarea se face la momentul încovoietor maxim, conform ipotezei I ($g_p + g_z$)

$$M_{\max} = 1026 + 1009 = 2035 \text{ daNm}$$

Momentul încovoietor capabil este dat de relația:

$$M_r = R_i^c \times W \times m_{Ti}, \text{ unde}$$

$$R_i^c = 122 \text{ daN/cm}^2$$

$$W = 1979 \text{ cm}^3$$

$$m_{Ti} = 1,0 - \text{coeficientul de tratare - lemn tratat pe suprafață}$$

$$M_r = 122 \times 1979 \times 1,0/100 = 2414 \text{ daNm} > M_{\max} = 2035 \text{ daNm}$$

Săgeata admisibilă pentru pane este

$$f_{adm} = L/200, \text{ unde } L \text{ este deschiderea de calcul}$$

$$f_{adm} = 485/200 = 2,42 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = f_1 + f_2, \text{ unde:}$$

f_1 - săgeata datorată încărcărilor permanente

f_2 - săgeata datorată încărcărilor temporare

$$f_i = f_{i,inst}(1 + k_{def}), \text{ unde}$$

k_{def} - coeficientul care ține cont de durata de acțiune a încărcărilor "i"

$$f_{inst} = \frac{5}{384} \cdot \frac{ql^4}{EI}, \text{ unde}$$

$$E = 11300 \text{ N/mm}^2 - \text{modulul de elasticitate pe direcție paralelă cu}$$

fibrelor

q - încărcarea normată

unde încărcările normate sunt

$$g_{pr,p} = 0,25 \times 0,19 \times 600 = 28,5 \text{ daN/m} - \text{greutatea proprie a paneei}$$

$$g_p^p = 64 \times 2,3/\cos 35^\circ + g_{pr,p} = 180 + 28,5 = 208 \text{ daN/m}$$

$$g_z^p = 48,3 \times 2,3 = 111 \text{ daN/m}$$

$$P = 100 \text{ daN}$$

Rezultă valorile săgeților instantanee și finale,

- din încărcările permanente

$$f_{1inst} = 0,55 \text{ cm și } f_1 = 0,55 (1 + 0,5) = 0,83 \text{ cm}$$

- din încărcările din zăpadă

$$f_{2inst} = 0,29 \text{ cm și } f_2 = 0,29 (1 + 0,25) = 0,37 \text{ cm}$$

Săgeata finală în ipoteza I de încărcare este

$$f_{\max} = 0,83 + 0,37 = 1,20 \text{ cm} < f_{adm} = 2,52 \text{ cm}$$

d). Dimensionarea popilor

Se alege o secțiune a popului de **10x10cm**, cu $A_c = 100 \text{ cm}^2$ iar lungimea lui este considerată până sub pană, $l = 185 \text{ cm}$

- suprafața de pe care preia popul curent încărcarea este $2,30 \times 4,85 = 11,15 \text{ m}^2$ pe proiecție orizontală.

- încărcarea totală aferentă popului este:

$$N_{pop} = 113 \times 11,15/\cos 35^\circ + 149 \times 11,15 + 31,4 \times 4,85 = 3352 \text{ daN}$$

Capacitatea portantă a popului rezultă din relația:

$$C_r = R_{CII} \times A_c \times \varphi_c \times m_{Tc}, \text{ unde:}$$

φ_c - coeficient de flambaj, funcție de $\lambda = l_f/i$ - zveltețea,

$l_f = l = 185 \text{ cm}$ - lungimea de flambaj

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{833,3}{100}} = 2,88 - \text{raza de girație,}$$

$$\lambda = l_f / i = 185 / 2,88 = 64,2 < 75, \text{ deci relația de calcul este}$$

$$\varphi = 1 - 0,8 \cdot \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2$$

$$\varphi_c = 0,668 \text{ (limitat la valorile din tabelul 4.15)}$$

$$R_{CII} = 87,4 \text{ daN/cm}^2$$

$$C_r = 87,4 \times 100 \times 0,668 \times 1,0 = 5838 \text{ daN} > N_{pop} = 3352 \text{ daN}$$

e). Verificarea tălpilor

Tălpile de sub popii verticali sunt solicițate la compresiune perpendiculară pe direcția fibrelor.

Se aleg tălpi de dimensiuni $15 \times 15 \times 50 \text{ cm}$.

Calculul de verificare a acestora se face urmând precizările din subcapitolul 4.6, respectiv se verifică relația 4.24:

$$N_i \leq Q_r,$$

unde

$$N_i = 3352 \text{ daN} \text{ (forța axială maximă din pop),}$$

$$Q_r = \text{capacitatea portantă a tălpii solicițate la compresiune perpendiculară pe fibre, relația 4.24:}$$

$$Q_r = R_{c\perp}^c \cdot A_c \cdot m_{Tc} \cdot m_r \quad \text{cu}$$

$$R_{c\perp}^c = 21,8 \text{ daN/cm}^2$$

$$A_c = 100 \text{ cm}^2, \text{ (aria de contact dintre cele două elemente)}$$

$$m_{Tc} = 1 \text{ coeficientul de tratare a lemnului (tabelul 4.10),}$$

$$m_r = \text{coeficient ce ține cont de modul de rezemare:}$$

$$m_r = 1,60 \text{ pentru piesele de reazem (figura 4.19c,d), deci avem}$$

$$Q_r = 21,8 \times 100 \times 1,6 \times 1,0 = 3488 \text{ daN} > N_i = 3352 \text{ daN}$$

Toate elementele componente ale șarpantei, cu dimensiunile stabilite în urma calculelor sunt trecute în planul șarpantă (figura 4.28) și în secțiunea transversală

(figura 4.30) și în cea longitudinală (figura 4.29), cu poziția specifică (P1...Pn), pentru a putea fi identificate în extrasul de material lemnos.

Extrasul de material lemnos

Extrasul de material lemnos (tabelul 4.22) este un tabel în care se trec toate elementele șarpantei, cu dimensiunile secțiunii transversale, cu lungimile efective și cu cele de livrare a sortimentelor din care se confecționează fiecare element și numărul de bucăți din fiecare sortiment, în vederea calculului volumului de material lemnos necesar executării șarpantei.

Lungimile de livrare ale sortimentelor folosite la confecționarea șarpantei se iau din tabelul 4.3.

Tabelul 4.22

EXTRAS DE MATERIAL LEMNOS						
Poziție	Element	Bucăți	Secțiune transversală b x h cm x cm	Lungime efectivă m	Lungime de livrare m	Volum necesar mc
P1	riglă	2	9 ⁶ x 9 ⁶	5.40	5.50	0.100
P2	pană	4	12 x 15	5.40	5.50	1.045
P3	cosoroabă	4	12 x 12	5.40	5.50	0.317
P4	căprior	30	12 x 15	5.15	5.50	1.980
P5	riglă	1	9 ⁶ x 9 ⁶	3.55	4.00	0.002
P6	căprior	2	12 x 15	4.15	4.50	0.162
P7	căprior	2	12 x 15	2.70	3.00	0.108
P8	căprior	2	12 x 15	1.80	2.00	0.072
P9	căprior	2	12 x 15	0.90	1.00	0.024
P10	pop	6	10 x 10	1.85	2.00	0.120
P11	talpă	6	15 x 15	0.50	0.50	0.068
P12	clești	6	2 ⁸ x 15	1.00	1.00	0.025
P13	clești	6	2 ⁸ x 15	3.50	3.50	0.088
P14	contrafișă	8	Φ8	0.90	1.00	0.040
P15	șipcă	30	3 ⁸ x 3 ⁸	5.40	5.50	0.238
P16	șipcă	8	3 ⁸ x 3 ⁸	3.55	4.00	0.046
TOTAL (mc)						4.440

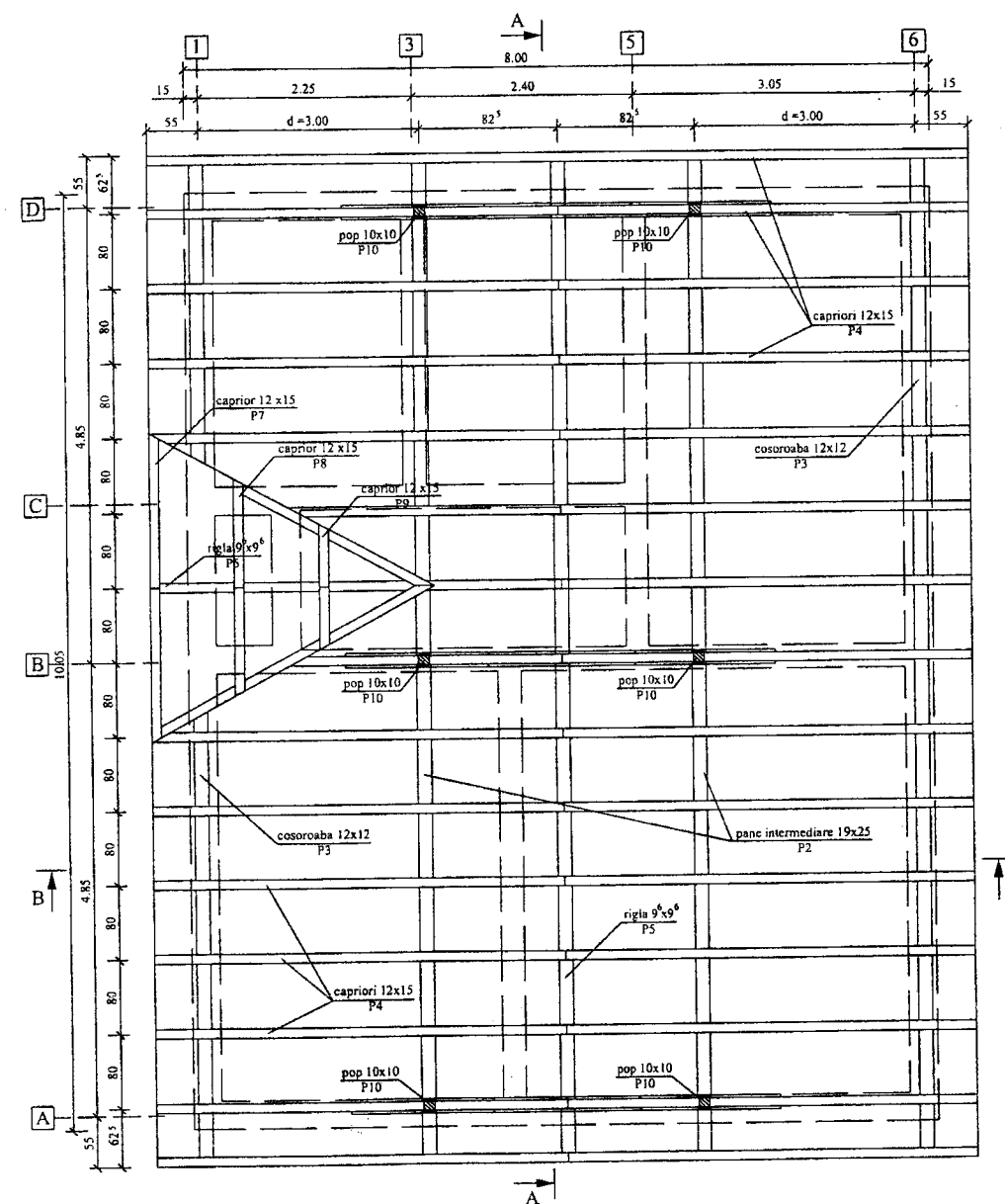


Fig. 4.28 – Plan șarpantă

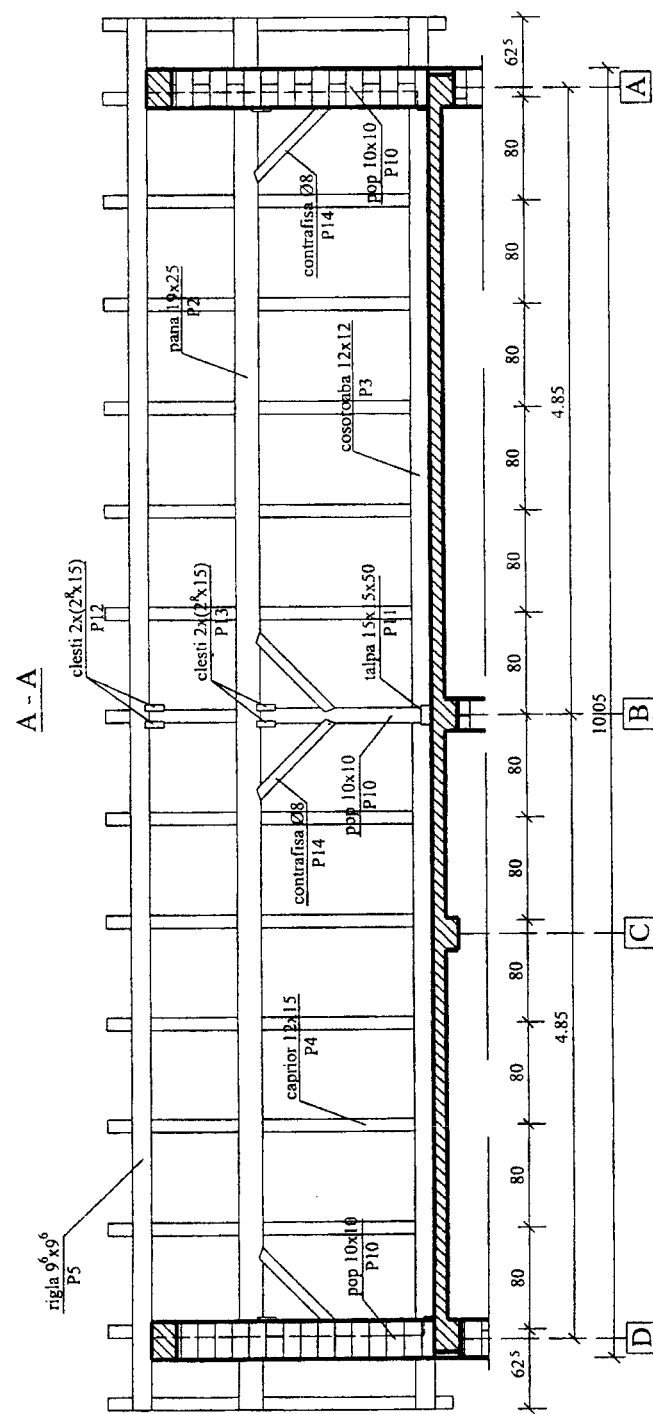


Fig. 4.29 – Secțiune longitudinală A-A

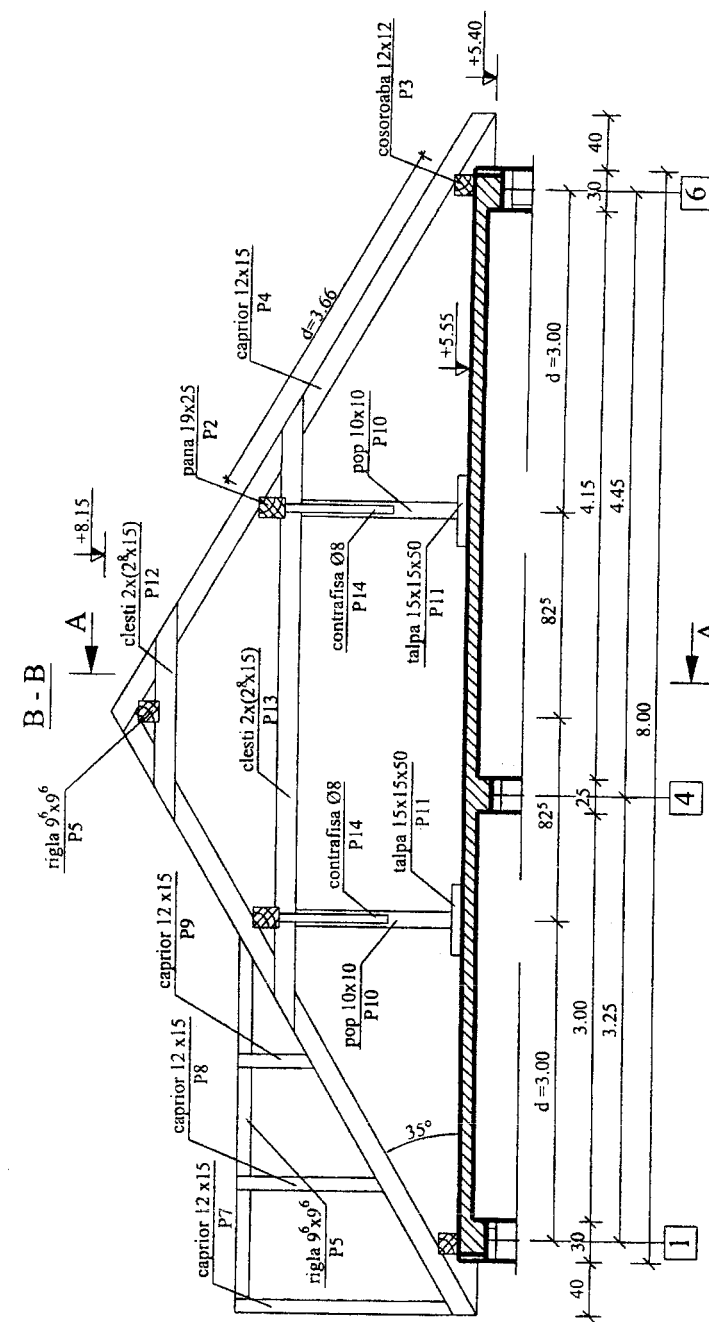


Fig. 4.30 – Secțiune transversală B-B

CAP.5 PLANŞEE CURENTE DIN PLĂCI ŞI GRINZI DIN BETON ARMAT

5.1 INTRODUCERE

Planşeele din beton armat sunt cele mai utilizate în prezent la clădirile civile, ele răspunzând cel mai bine condițiilor tehnice și economice impuse planșeelor în construcțiile civile moderne [43]. Dintre acestea cele mai întâlnite sunt planşeele curente din plăci și grinzi, din beton armat, realizate monolit sau prefabricat.

Prin planşee curente din plăci și grinzi se înțeleg acele planşee alcătuite din:

- plăci cu deschideri mai mari decât 70 cm și cu reazeme liniare (grinzi, zidărie, diafragme de beton);
- grinzi pe o direcție sau grinzi pe două direcții, în acest ultim caz grinzile de pe o direcție rezemând pe celelalte (grinzile secundare reazemă pe grinzile principale).

Planşeele pot fi alcătuite și numai din plăci rezemate pe pereți din beton armat sau zidărie, având centurile de grosimea plăcii.

Plăcile planșeelor curente au formă dreptunghiulară sau asimilabilă acesteia și pot fi armate în câmp pe una sau două direcții.

Plăcile armate pe o direcție sunt:

- a) plăci încastrate pe o latură și libere pe celelalte laturi, la care armătura de rezistență este dispusă perpendicular pe latura încastrată (plăci în consolă – figura 5.1a);
- b) plăci rezemate pe două laturi paralele și libere pe celelalte două laturi, la care armătura de rezistență este dispusă perpendicular pe laturile rezemate (figura 5.1b);

c) plăci cu raportul între laturi este mai mic decât 0,5 sau mai mare decât 2, la care armătura este dispusă perpendicular pe laturile lungi. Ele pot fi:

- încastrate pe una dintre laturile lungi, rezemate pe una dintre laturile scurte și libere pe celelalte două laturi (figura 5.1c);
- încastrate pe una dintre laturile lungi, libere pe cealaltă latură lungă și rezemate pe cele două laturi scurte (figura 5.1d);
- libere pe una dintre laturile scurte și rezemate pe celelalte laturi (figura 5.1e);
- rezemate pe tot conturul (figura 5.1f).

Plăcile armate pe două direcții au raportul între laturi cuprins între valorile 0,5 (inclusiv) și 2 (inclusiv) și sunt rezemate pe:

- două laturi adiacente (cel puțin una încastrată) și libere pe celelalte laturi (figura 5.1g);
- trei laturi și libere pe a patra latură (figura 5.1h);
- tot conturul (figura 5.1i).

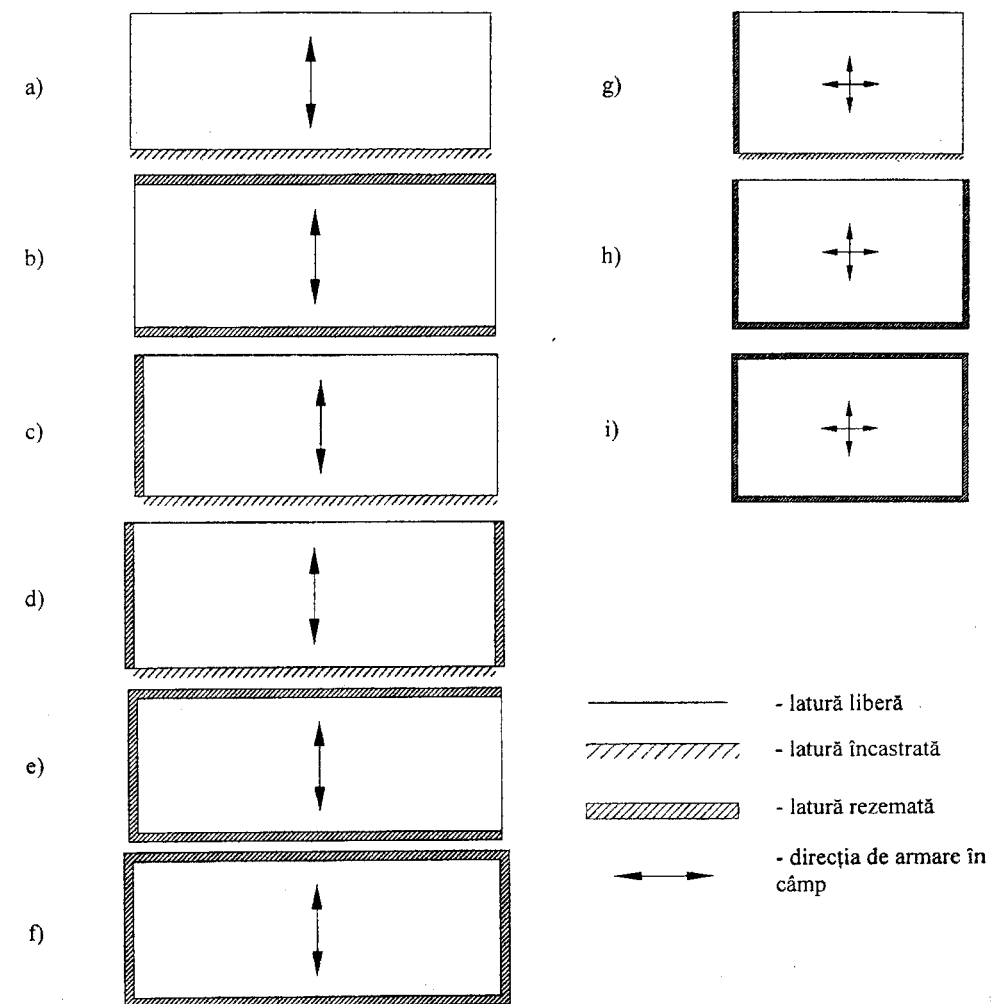


Figura 5.1 – Tipuri de plăci armate pe una sau două direcții

5.2 PREVEDERI GENERALE

Calculul planșeelor se face luând în considerare componentele normale pe planul acestora ale încărcărilor verticale și ținând seama de acțiunea încărcărilor din planul lor (seism, vânt, temperatură).

Eforturile secționale produse de încărcări se determină printr-un calcul:

- în domeniul elastic sau în domeniul post-elastic cu metoda echilibrului limită, la starea limită de rezistență;
- în domeniul elastic, la stările limită ale exploataării normale.

Calculul în domeniul elastic al eforturilor secționale produse de încărcări se face:

- la grinzi și plăci armate pe o direcție, pe baza regulilor staticii construcțiilor;
- la plăci armate pe două direcții, pe baza teoriei plăcilor plane.

Predimensionarea plăcilor

Grosimea plăcilor, în funcție de tipul de planșeu din care fac parte, se alege cel puțin cea prevăzută în tabelul 5.1. Dacă grosimea necesară a stratului de acoperire cu beton a armăturii, este mai mare de 10 mm, diferența se adaugă și la grosimea minimă admisă a plăcii.

De regulă, grosimea plăcilor trebuie să fie multiplu de 10 mm.

Tabelul 5.1

Tipul planșeului	$h_{p \min}$	
Planșee cu grinzi și: - plăci armate pe o direcție:		
• simplu rezemate	$\frac{l_{\min}}{30}$	- 60 mm, pentru plăcile monolite; - 30 mm, pentru plăcile prefabricate;
• încastrate elastic	$\frac{l_{\min}}{35}$	
- plăci armate pe două direcții:		Se recomandă:
• simplu rezemate	$\frac{l_{\min}}{40}$	- 70 mm, pentru plăcile planșeelor intermediare ale clădirilor civile;
• încastrate elastic	$\frac{l_{\min}}{45}$	- 80 mm, pentru plăcile planșeelor intermediare ale clădirilor industriale;
		- 100 mm, pentru planșeele carosabile

Grosimea stratului de acoperire cu beton a armăturilor

Stratul de acoperire cu beton trebuie să asigure aderența corespunzătoare a armăturilor și protecția acestora împotriva agenților fizici și chimici din mediul în care funcționează elementul; acoperirea cu beton se măsoară de la marginea elementului din beton, până la cea mai apropiată armătură considerată. Grosimea necesară a stratului de acoperire cu beton depinde de condițiile de mediu, de dimensiunile elementelor, clasa betonului, condițiile de control din timpul execuției, poziția elementului structural într-o construcție etc.

În funcție de agresivitatea mediului, se consideră:

- medii obișnuite, fără agresivitate chimică, în care construcțiile pot fi expuse la intemperii și la umidități ridicate;

- medii cu agresivitate chimică:
- mediul salin, umed, din zona litoralului Mării Negre;
- medii conținând gaze cu acțiune agresivă asupra betonului (bioxid de sulf, hidrogen sulfurat, acid clorhidric, amoniac etc.) sau pulberi agresive (săruri pulverulente solubile și higroscopice - Na_2SO_4 , CaCl_2 , NaCl , CaSO_4 etc.).

Valorile grosimilor de acoperire cu beton a armăturilor pentru construcțiile situate în medii obișnuite sunt date în STAS 10107/0-90 [49], iar pentru alte tipuri de medii, în reglementări specifice.

În continuare, se tratează cazul construcțiilor situate în medii obișnuite.

Construcțiile sunt compuse din elemente structurale care pot fi expuse în mod diferit la acțiunea intemperiei și a umidității, atât prin poziția lor în ansamblul structurii, cât și prin gradul de protecție, asigurat de finisaje.

Se disting patru categorii de expunere, conform tabelului 5.2.

Tabelul 5.2

Cate- goria	Condițiile de mediu	Exemple
I	Spații închise, cu umiditatea relativă $\leq 75\%$	- interiorul clădirilor civile (inclusiv bucătării și grupuri sanitare) - halele industriale cu umiditate redusă
	În aer liber	- exteriorul clădirilor protejate prin tencuire sau alte finisaje
II	Spații închise, cu umiditatea relativă $> 75\%$	- grupurile sanitare și bucătăriile, în spațiile de utilizare publică - halele industriale cu umiditate ridicată - acoperișul recipientelor de lichide - subsolurile neîncălzite
	În aer liber	- exteriorul clădirilor neprotejate, neexpuse la îngheț-dezgheț în stare umezită
III	Spații închise, cu condens tehnologic	- halele industriale cu degajări de aburi
	În aer liber	- construcțiile expuse la îngheț-dezgheț în stare umezită: cheiuri, stâlpi pentru estacade, canale deschise, diguri
	În contact cu apă sau alte lichide, neagresive chimic	- pereții și fundul recipientelor de lichide: rezervoare, bazine, castele de apă
	În contact cu pământul	- elementele prefabricate - elementele monolite turnate în cofraje sau pe beton de egalizare: grinzi, stâlpi, pereți
IV	În contact cu pământul și eventual cu apă subterană fără agresivitate chimică	- elementele monolite turnate direct în săpătură: fundații, ziduri de sprijin

În tabelul 5.3 se dau grosimile minime necesare de acoperire cu beton a_b a armăturilor longitudinale de rezistență, în funcție de categoriile de expunere din tabelul 5.2 și de tipul de elemente; pe lângă aceste valori, a_b trebuie să respecte și prevederea:

$$a_b \geq 1,2d, \text{ dar nu mai mult de } 50 \text{ mm} \quad (5.1)$$

în care:

a_b - reprezintă acoperirea cu beton a armăturii;

d - reprezintă diametrul armăturii longitudinale considerate.

Grosimea stratului de acoperire cu beton a armăturilor longitudinale trebuie să fie de regulă *multiplu de 5 mm* și se obține prin rotunjirea în plus (sau cu cel mult 2 mm în minus) a valorilor determinate pe baza tabelului 5.3 și a relației (5.1). Această rotunjire poate fi practic necesară, doar dacă este determinantă condiția (5.1).

Tabelul 5.3

Grosimea minimă a stratului de acoperire cu beton a armăturilor longitudinale, pentru elemente din beton de clasă $\geq C16/20$, în medii fără agresivitate						
Tipul de element	Categorii elementului, conform tabelului 13.2					
	I		II		III	IV
	monolit; preturnat pe șantier	prefabri-cat uzinat	monolit; preturnat pe șantier	prefabri-cat uzinat	indiferent de modul de execuție	
	$a_b \text{ min [mm]}$					
Plăci plane și curbe; nervuri dese cu $b < 150 \text{ mm}$	10	10	15	15	20	-
Pereți structurali	15(30)	10	20(30)	15	30	45
Grinzi; stâlpi; bulbii diaframelor	25	20	30	25	35	-
Fundații; fundul recipientelor de apă	-	-	-	-	35	45

Observații:

1. valorile din paranteze se referă la armăturile de rezistență ale pereților turnați în cofraj glisant.
2. la panourile mari prefabricate de fațadă se aplică reglementările specifice acestor structuri.
3. la plăci și pereți, grosimile minime ale stratului de acoperire cu beton date în tabelul 5.2 și conform condiției (5.1), se referă la armăturile de pe primul rând.

În unele situații, pentru a_b se adoptă alte valori minime față de cele date în tabelul 5.3 și anume:

- în cazul elementelor realizate din betoane obișnuite de clasă C8/10 și C12/15 din categoriile II, III și IV, respectiv al elementelor realizate din betoane cu agregate ușoare din categoria II, *valori majorate cu 5 mm*;
- în cazul elementelor aflate în contact direct cu lichide, dar care au fața de contact protejată prin tencuire sau placare cu faianță, se iau *valorile pentru elementele de categoria II* (în caz contrar, încadrarea este evident categoria III);
- în cazul părților subterane ale clădirilor, care au partea supraterană încadrată în categoriile I și II, se pot adopta *aceleași valori ca pentru partea supraterană* (în loc de valorile pentru categoria III); diferența de grosime a stratului de acoperire, necesară în partea subterană, se realizează prin tencuire cu mortar de ciment de marca $\geq M100$.

Grosimea minimă a stratului de acoperire cu beton a armăturilor transversale este dată în tabelul 5.4.

Tabelul 5.4

Grosimea minimă de acoperire cu beton a armăturilor transversale [mm]					
Tipul de armătură	Categorii elementului conform tabelului 5.2				
	I		II	III	IV
	monolit sau preturnat pe șantier	prefabricat uzinat			
etrierii și barele transversale ale carcaselor sudate	15	10	15	20	25

Evaluarea încărcărilor

Evaluarea încărcărilor de calcul pe m^2 de suprafață se face pe baza încărcărilor normate și a coeficienților încărcărilor stabilite conform precizărilor din capitolul 3. În general încărcările ce intervin la calculul planșeelor sunt încărcarea permanentă din greutatea proprie (placă de beton armat, finisaje etc) considerată uniform distribuită și încărcarea utilă (oameni, mobilier, pereți despărțitori, etc.) uniform distribuită sau concentrată, după caz.

Stabilirea ipotezelor și combinațiilor de încărcări se face în conformitate cu prevederile menționate în capitolul 3.

5.3 CALCULUL STATIC

Determinarea valorilor solicitărilor se face cu ajutorul calculului static. Calculul static în domeniul elastic ne furnizează solicitările de tip momente încovoietoare și forțe tăietoare în secțiunile caracteristice ale plăcilor.

Calculul static în domeniul postelastice ne permite să cunoaștem modul de cedare al plăcilor și valoarea încărcării de rupere (ultime). De asemenea, cu ajutorul calculului în domeniul plastic se pot obține în anumite situații valorile solicitărilor în secțiunile caracteristice (la reazeme și în deschideri).

Calculul static în domeniul post-elastic cu metoda echilibrului limită este un calcul mai laborios necesitând de cele mai multe ori mijloace și tehnică de calcul specială. În acest caz, calculul capacității portante a planșeelor în ansamblu și a elementelor componente ale acestora se efectuează în ipoteza cedării lor, prin formarea de mecanisme cinematice, sub acțiunea încărcărilor de calcul.

În cazul în care se dispune de modele de calcul omologate ale elementelor planșeelor, care reflectă mai riguros comportarea lor ca elemente din beton armat, eforturile secționale și deformațiile se stabilesc în baza acestor modele.

Ținând cont de faptul că pentru construcțiile de importanță normală (clădiri de locuit) un calcul în domeniul plastic este complicat și necesită timp mai îndelungat în general se preferă efectuarea unui calcul în domeniul elastic.

La plăcile și grinzele continue ale planșeelor, încărcările temporare pot alcătui împreună cu încărcările permanente una sau mai multe scheme de încărcare.

Solicitările care apar în secțiunile plăcilor și grinzilor continue calculate în domeniul elastic, la care încărcările pot alcătui mai multe scheme de încărcare, se determină pentru schema de încărcare cea mai defavorabilă corespunzătoare fiecărei secțiuni.

Pentru determinarea momentului maxim pozitiv într-un câmp, încărcarea permanentă se consideră aplicată în toate deschiderile, iar încărcarea temporară în deschiderea respectivă, precum și în deschideri alternante (figura 5.2a).

Pentru determinarea momentului maxim negativ pe un reazem, încărcarea permanentă se consideră aplicată în toate deschiderile, iar încărcarea temporară în deschiderile adiacente reazemului respectiv, precum și în deschideri alternante (figura 5.2b). Dimensionarea grinzilor continue la care încărcările pot alcătui mai multe scheme de încărcare se face pe baza înfășurătoarelor momentelor pozitive și negative de calcul.

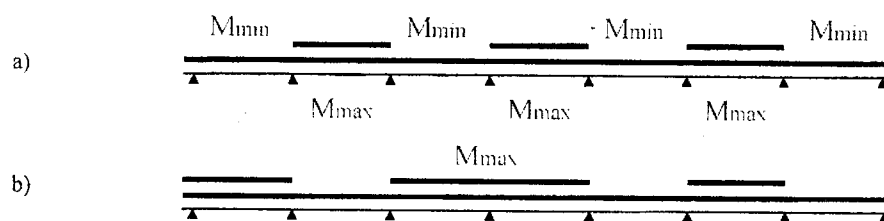


Figura 5.2 – Scheme de încărcare utilizate la calculul plăcilor în domeniul elastic

Calculul static în domeniul elastic al plăcilor armate pe o direcție

Determinarea solicitărilor produse în secțiunile plăcilor, izolate sau continue, armate pe o direcție, de încărcările permanente și temporare de calcul aplicate uniform distribuit, se face, de regulă, întocmai ca la grinzile izolate sau continue, cu secțiunea constantă, calculate în domeniul elastic, pentru o fâșie de placă de lățime egală cu unitatea.

Solicitările din secțiunile plăcilor continue, armate pe o direcție, realizate monolit, ale căror deschideri diferă între ele cu cel mult 20%, pot fi determinate pe baza coeficienților de influență ai grinzilor continue cu deschideri egale, după cum urmează:

- momentul încovoietor de pe un reazem intermediar al plăcilor se determină pentru o deschidere de calcul egală cu media deschiderilor adiacente reazemului respectiv;

- momentul încovoietor într-un câmp și forțele tăietoare se determină pentru mărimea efectivă a deschiderii respective.

Momentele încovoietoare în secțiunile plăcilor continue realizate monolit și legate rigid de grinzile pe care reazemă, cu deschideri ce diferă între ele cu cel mult

20% și ale căror încărcări uniform distribuite pot alcătui mai multe scheme de încărcare, **pot fi determinate** pe baza următoarelor încărcări convenționale:

- încărcarea permanentă convențională, g_c :

$$g_c = g + \frac{p}{2} \quad (5.2)$$

- încărcarea temporară convențională, p_c :

$$p_c = \frac{p}{2} \quad (5.3)$$

în care:

g – încărcarea permanentă de calcul pe unitate de suprafață;

p – încărcarea temporară de calcul pe unitatea de suprafață.

Momentul de calcul într-un câmp al unei plăci continue armate pe o direcție nu va fi mai mic decât cel rezultat prin considerarea deschiderii respective ca fiind încastrată perfect la ambele extremități.

Calculul static în domeniul elastic al plăcilor armate pe o două direcții

Solicitările produse de încărcări în secțiunile plăcilor armate pe două direcții, izolate sau continue pe o singură direcție sau ambele direcții, pot fi determinate prin metoda rețelilor elastice sau prin alte metode mai exacte.

La plăcile continue rezemate pe tot conturul, solicitate de încărcări permanente și temporare aplicate uniform distribuit, la care pe fiecare direcție deschiderile sunt egale sau diferă între ele cu cel mult 30%, se admite ca momentele maxime și momentele minime din câmpuri să se determine pe baza a două scheme convenționale de rezemare.

În prima schemă convențională de rezemare a plăcilor, panourile se consideră încastrate perfect pe reazemele intermediare și simplu rezemate pe conturul planșeului. La plăcile monolite pe suprafețele tuturor panourilor acestei scheme se aplică o încărcare convențională dirijată de sus în jos (figura 5.3a), a cărei mărime, pe unitatea de suprafață, se determină astfel:

$$q' = g + \frac{p}{2} \quad (5.4)$$

g – încărcarea permanentă de calcul pe unitate de suprafață;

p – încărcarea temporară de calcul pe unitatea de suprafață.

În a doua schemă convențională de rezemare a plăcilor, panourile acestora se consideră simplu rezemate pe tot conturul lor.

Pe suprafața tuturor panourilor acestei scheme se aplică o încărcare convențională dirijată alternant de sus în jos și respectiv de jos în sus în toate modurile

practic posibil (figura 5.3b) a cărei mărime, pe unitatea de suprafață, este dată de relația:

$$q'' = \frac{p}{2} \quad (5.5)$$

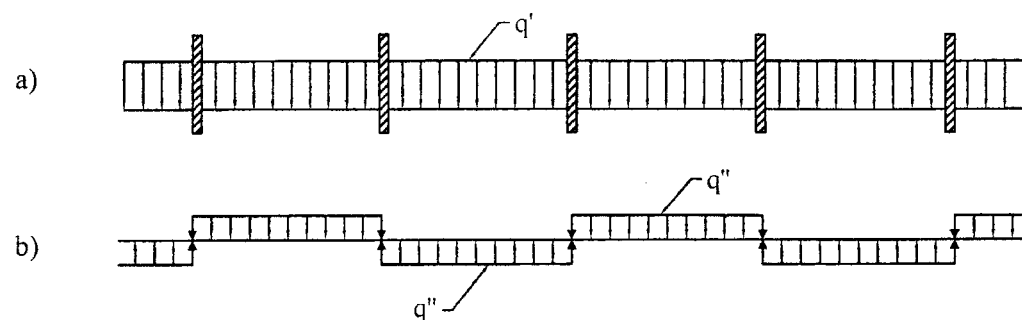


Figura 5.3 - Scheme convenționale pentru determinarea momentului în câmpuri

La plăcile monolite, **momentele maxime și respectiv momentele minime în câmpuri** se obțin prin adunarea momentelor încovoietoare produse de încărcarea q conform relației (5.4) pe prima schemă convențională de rezemare cu momentele încovoietoare produse de încărcarea q'' pe a doua schemă convențională de rezemare a plăcilor.

Momentul maxim (în valoare absolută) pe fiecare reazem intermediar al plăcilor continue se determină prin considerarea a două scheme convenționale de rezemare pentru cele două panouri adiacente reazemului respectiv.

În prima schemă convențională de rezemare, panourile se consideră simplu rezemate pe laturile situate pe conturul planșeului și încastrate perfect pe toate celelalte laturi (figura 5.4a) pe suprafața ambelor panouri aplicându-se de sus în jos încărcarea convențională q'' pe unitatea de suprafață.

În a doua schemă convențională de rezemare, panourile se consideră încastrate perfect pe reazemul comun și simplu rezemate pe toate celelalte laturi (figura 5.4b), pe suprafața ambelor panouri aplicându-se de sus în jos încărcarea convențională q'' pe unitatea de suprafață.

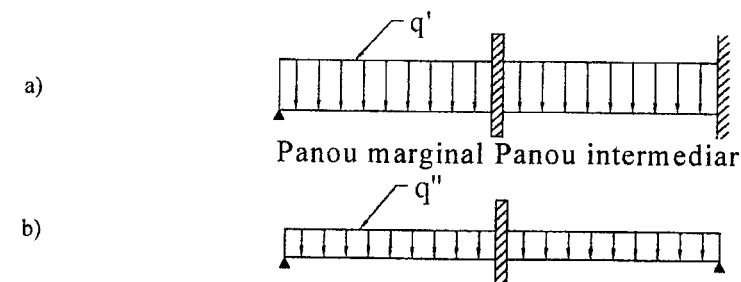


Figura 5.4 - Scheme convenționale pentru determinarea momentului pe reazemele intermediare

Momentul maxim (în valoare absolută) pe reazemul considerat se ia egal cu media aritmetică a momentelor încovoietoare obținute la stânga și dreapta reazemului, prin însumarea momentelor obținute pe fiecare dintre cele două scheme convenționale.

Coefficienții pentru calculul valorilor maxime ale momentelor în câmp și pe reazem pentru plăcile cu un singur câmp armate pe două direcții sunt conform tabelului 5.5 ÷ 5.10 pentru plăci rezemate pe tot conturul.

În cazul plăcilor continue pe o direcție sau pe ambele direcții la care deschiderile de calcul nu diferă cu mai mult de 10%, momentele în câmpuri și pe reazeme se determină conform tabelului 5.11.

Dacă deschiderile diferă cu mai mult de 10%, determinarea momentelor se face după regulile staticii construcțiilor.

Indiferent de metoda de calcul în domeniul elastic folosită pentru determinarea solicitărilor, acestea se pot reduce după ambele direcții conform figurii 5.5.

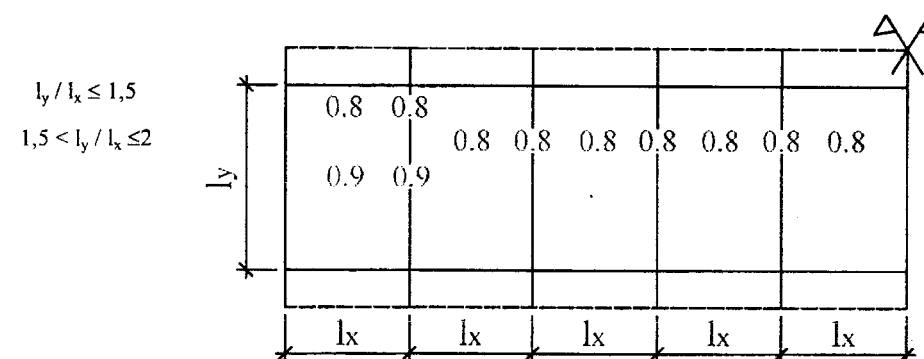
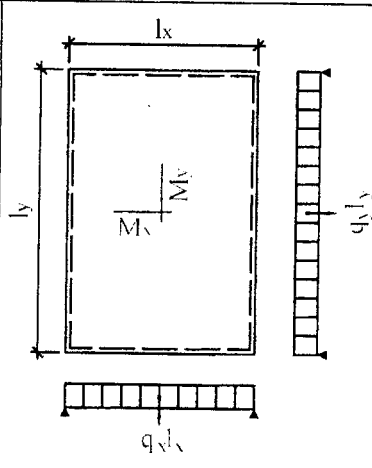
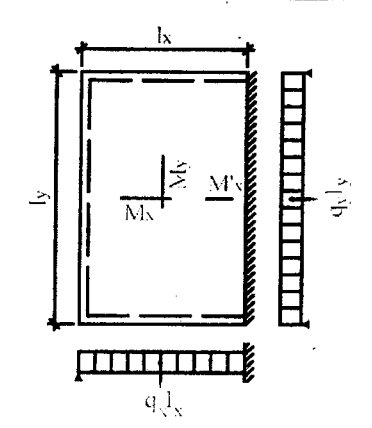
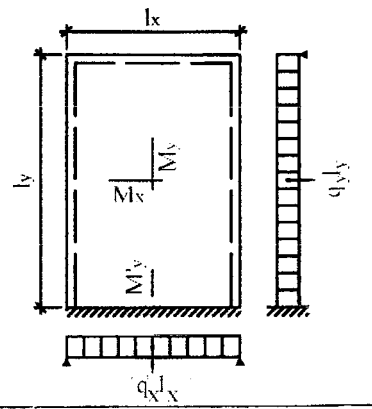


Figura 5.5 - Coeficienți pentru corecția momentelor încovoietoare

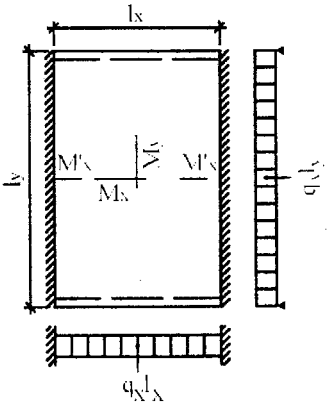
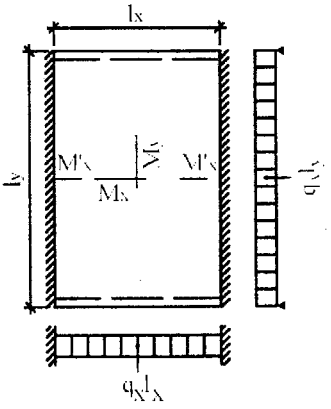
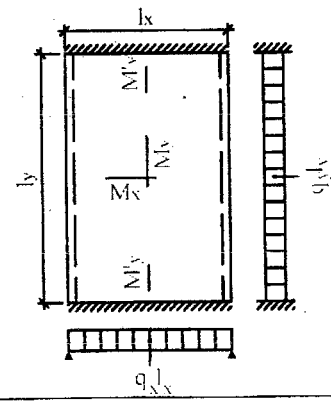
Tabelul 5.5

TIP DE PLACĂ 1					
λ	α_{1x}	α_{1y}	β_{1x}	β_{1y}	
0.50	0.0059	0.0946	0.0588	0.9412	$\lambda = l_y / l_x$
0.55	0.008	0.0881	0.0838	0.9162	
0.60	0.0105	0.0813	0.1147	0.8853	
0.65	0.0133	0.0744	0.1515	0.8485	
0.70	0.0162	0.0676	0.1936	0.8064	
0.75	0.0193	0.0612	0.2404	0.7596	
0.80	0.0227	0.0555	0.2906	0.7094	
0.85	0.0261	0.0491	0.3430	0.6570	
0.90	0.0292	0.0447	0.3962	0.6038	$M_x = \alpha_{1x} \cdot q \cdot l_x^2;$ $M_y = \alpha_{1y} \cdot q \cdot l_y^2;$ $q_x = \beta_{1x} \cdot q$ $q_y = \beta_{1y} \cdot q$
0.95	0.0329	0.0403	0.4489	0.5511	
1.00	0.0365	0.0365	0.5000	0.5000	
1.10	0.0439	0.0300	0.5942	0.4058	
1.20	0.0514	0.0248	0.6747	0.3253	
1.30	0.0588	0.0206	0.7407	0.2593	
1.40	0.0657	0.0171	0.7935	0.2065	
1.50	0.0721	0.0142	0.8351	0.1649	
1.60	0.0776	0.0118	0.8676	0.1324	
1.70	0.0829	0.0099	0.8931	0.1069	
1.80	0.0873	0.0082	0.913	0.087	
1.90	0.0912	0.007	0.9287	0.0713	
2.00	0.0946	0.0059	0.9412	0.0588	

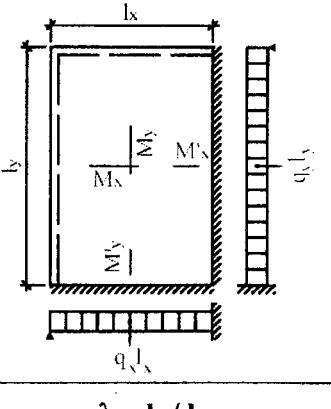
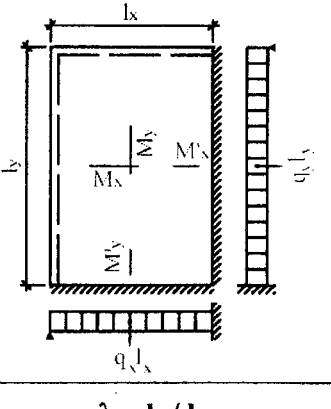
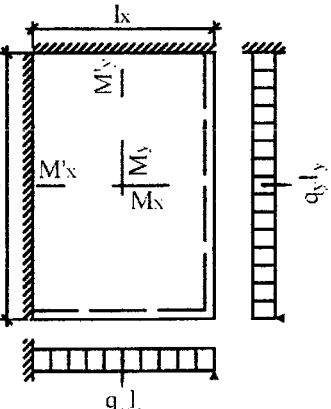
Tabelul 5.6

TIP DE PLACĂ 2					
λ	α_{2x}	α_{2y}	β_{2x}	β_{2y}	
0.50	0.0071	0.0887	0.1351	0.8649	$\lambda = l_y / l_x$
0.55	0.0093	0.0808	0.1862	0.8138	
0.60	0.0117	0.0730	0.2447	0.7553	
0.65	0.0142	0.0654	0.3086	0.6914	
0.70	0.0169	0.0582	0.3751	0.6249	
0.75	0.0197	0.0515	0.4417	0.5583	
0.80	0.0224	0.0455	0.5059	0.4941	
0.85	0.0252	0.0401	0.5661	0.4339	
0.90	0.0280	0.0352	0.6212	0.3788	$M_x = \alpha_{2x} \cdot q \cdot l_x^2;$ $M_y = \alpha_{2y} \cdot q \cdot l_y^2;$ $M'_x = -\frac{q_x \cdot l_x^2}{8};$ $M'_y = -\frac{q_y \cdot l_y^2}{8}$
0.95	0.0307	0.0310	0.6706	0.3294	
1.00	0.0334	0.0272	0.7143	0.2857	
1.10	0.0384	0.0210	0.7854	0.2146	Când latura încastrată este paralelă cu l_x sunt valabile titlurile inferioara pentru λ'
1.20	0.0429	0.0163	0.8383	0.1617	
1.30	0.0467	0.0127	0.8772	0.1228	
1.40	0.0499	0.0100	0.9057	0.0943	
1.50	0.0526	0.0079	0.9268	0.0732	
1.60	0.0546	0.0063	0.9425	0.0575	
1.70	0.0567	0.0051	0.9543	0.0457	
1.80	0.0587	0.0042	0.9633	0.0367	
1.90	0.0600	0.0034	0.9702	0.0298	
2.00	0.0606	0.0028	0.9756	0.0244	
λ'	α_{2y}	α_{2x}	β_{2y}	β_{2x}	$\lambda' = l_x / l_y$

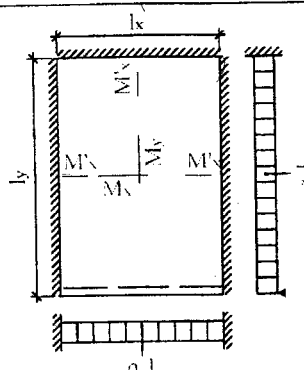
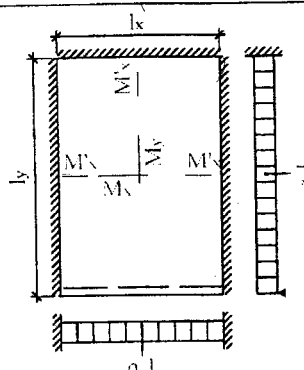
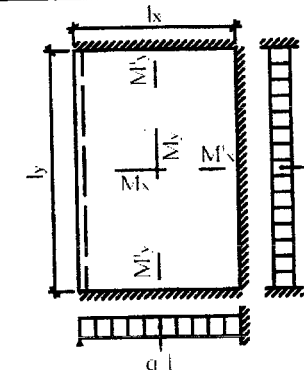
Tabelul 5.7

TIP DE PLACĂ 3					
λ	α_{3x}	α_{3y}	β_{3x}	β_{3y}	
0.50	0.0073	0.0801	0.2381	0.7619	
0.55	0.0093	0.0709	0.3139	0.6861	
0.60	0.0114	0.062	0.3932	0.6068	
0.65	0.0136	0.0538	0.4716	0.5284	
0.70	0.0157	0.0463	0.5456	0.4544	
0.75	0.0178	0.0396	0.6127	0.3873	
0.80	0.0198	0.0338	0.6709	0.3291	
0.85	0.0218	0.0289	0.7230	0.277	
0.90	0.0235	0.0246	0.7664	0.2336	$M_x = \alpha_{3x} \cdot q \cdot l_x^2$; $q_x = \beta_{3x} \cdot q$ $M_y = \alpha_{3y} \cdot q \cdot l_y^2$; $q_y = \beta_{3y} \cdot q$ $M'_x = -\frac{q_x \cdot l_x^2}{8}$; $M'_y = -\frac{q_y \cdot l_y^2}{8}$
0.95	0.0252	0.0210	0.8029	0.1971	
1.00	0.0267	0.0179	0.8333	0.1667	
1.10	0.0293	0.0133	0.8798	0.1202	
1.20	0.0313	0.0098	0.9120	0.088	Când laturile încastate sunt paralele cu l_x sunt valabile titlurile inferioare pentru λ'
1.30	0.0330	0.0074	0.9346	0.0654	
1.40	0.0343	0.0057	0.9505	0.0495	
1.50	0.0353	0.0044	0.962	0.0380	
1.60	0.0362	0.0035	0.9704	0.0296	
1.70	0.0369	0.0028	0.9766	0.0234	
1.80	0.0374	0.0022	0.9813	0.0187	
1.90	0.0379	0.0018	0.9849	0.0151	
2.00	0.0383	0.0015	0.9877	0.0123	
λ'	α_{3y}	α_{3x}	β_{3y}	β_{3x}	$\lambda' = l_x / l_y$

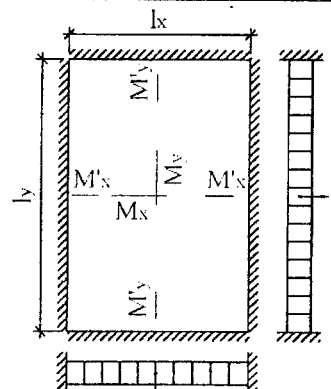
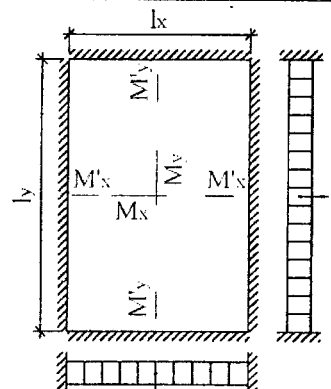
Tabelul 5.8

TIP DE PLACĂ 4					
λ	α_{4x}	α_{4y}	β_{4x}	β_{4y}	
0.50	0.0037	0.0589	0.0588	0.9412	
0.55	0.0051	0.0561	0.0838	0.9162	
0.60	0.0069	0.0529	0.1147	0.8853	
0.65	0.0089	0.0496	0.1515	0.8485	
0.70	0.0111	0.0462	0.1936	0.8064	
0.75	0.0135	0.0427	0.2404	0.7596	
0.80	0.0161	0.0393	0.2906	0.7094	
0.85	0.0187	0.0359	0.343	0.657	
0.90	0.0215	0.0327	0.3962	0.6038	$M_x = \alpha_{4x} \cdot q \cdot l_x^2$; $q_x = \beta_{4x} \cdot q$ $M_y = \alpha_{4y} \cdot q \cdot l_y^2$; $q_y = \beta_{4y} \cdot q$ $M'_x = -\frac{q_x \cdot l_x^2}{8}$; $M'_y = -\frac{q_y \cdot l_y^2}{8}$
0.95	0.0242	0.0297	0.4489	0.5511	
1.00	0.0269	0.0269	0.5	0.5	
1.10	0.0322	0.022	0.5942	0.4058	
1.20	0.037	0.0179	0.6747	0.3253	
1.30	0.0414	0.0145	0.7407	0.2593	
1.40	0.0452	0.0118	0.7935	0.2065	
1.50	0.0485	0.0096	0.8351	0.1649	
1.60	0.0513	0.0078	0.8676	0.1324	
1.70	0.0537	0.0064	0.8931	0.1069	
1.80	0.0557	0.0053	0.913	0.087	
1.90	0.0574	0.0044	0.9287	0.0713	
2.00	0.0589	0.0037	0.9412	0.0588	

Tabelul 5.9

TIP DE PLACĂ 5					
λ	α_{5x}	α_{5y}	β_{5x}	β_{5y}	
0.50	0.0041	0.056	0.1111	0.8889	
0.55	0.0053	0.0523	0.1547	0.8453	
0.60	0.0072	0.0484	0.2058	0.7942	
0.65	0.0091	0.0442	0.2631	0.7369	
0.70	0.011	0.0401	0.3244	0.6756	
0.75	0.0131	0.0361	0.3876	0.6124	
0.80	0.0151	0.0323	0.4503	0.5497	
0.85	0.0171	0.0287	0.5108	0.4892	$\lambda = l_y / l_x$
0.90	0.019	0.0254	0.5675	0.4325	
0.95	0.0209	0.0224	0.6196	0.3804	
1.00	0.0226	0.0198	0.6667	0.3333	
1.10	0.0257	0.0153	0.7454	0.2546	
1.20	0.0284	0.0119	0.8057	0.1943	$M_x = \alpha_{5x} \cdot q \cdot l_x^2$; $q_x = \beta_{5x} \cdot q$ $M_y = \alpha_{5y} \cdot q \cdot l_y^2$; $q_y = \beta_{5y} \cdot q$ $M'_x = -\frac{q_x \cdot l_x^2}{8}$; $M'_y = -\frac{q_y \cdot l_y^2}{8}$
1.30	0.0305	0.0092	0.851	0.149	
1.40	0.0322	0.0072	0.8848	0.1152	Când latura simplu rezemată este paralelă cu l_y sunt valabile titlurile inferioare pentru λ' 
1.50	0.0337	0.0057	0.9101	0.0899	
1.60	0.0348	0.0046	0.9291	0.0709	
1.70	0.0358	0.0037	0.9435	0.0565	
1.80	0.0365	0.003	0.9545	0.0455	
1.90	0.0371	0.0024	0.9631	0.0369	
2.00	0.0377	0.002	0.9697	0.0303	
λ'	α_{5y}	α_{5x}	β_{5y}	β_{5x}	$\lambda' = l_x / l_y$

Tabelul 5.10

TIP DE PLACĂ 6					
λ	α_x	α_y	β_x	β_y	
0.50	0.0023	0.0367	0.0588	0.9412	
0.55	0.0032	0.0352	0.0838	0.9162	
0.60	0.0044	0.0336	0.1147	0.8853	
0.65	0.0057	0.0322	0.1515	0.8485	
0.70	0.0072	0.0299	0.1936	0.8064	
0.75	0.0088	0.0279	0.2401	0.7599	
0.80	0.0106	0.0258	0.2906	0.7094	
0.85	0.0124	0.0238	0.343	0.657	$\lambda = l_y / l_x$
0.90	0.0143	0.0217	0.3962	0.6038	
0.95	0.0161	0.0198	0.4489	0.5511	$M_x = \alpha_{6x} \cdot q \cdot l_x^2$; $M_y = \alpha_{6y} \cdot q \cdot l_y^2$; $q_x = \beta_{6x} \cdot q$ $q_y = \beta_{6y} \cdot q$ $M'_x = -\frac{q_x \cdot l_x^2}{8}$; $M'_y = -\frac{q_y \cdot l_y^2}{8}$
1.00	0.0179	0.0179	0.5000	0.5000	
1.10	0.0214	0.0146	0.5942	0.4058	
1.20	0.0244	0.0118	0.6747	0.3253	
1.30	0.0271	0.0095	0.7407	0.2593	
1.40	0.0293	0.0076	0.7935	0.2065	
1.50	0.0312	0.0062	0.8351	0.1649	
1.60	0.0327	0.005	0.8676	0.1324	
1.70	0.034	0.0041	0.8931	0.1069	
1.80	0.0351	0.0033	0.913	0.087	
1.90	0.036	0.0028	0.9287	0.0713	
2.00	0.0367	0.0023	0.9412	0.0588	

Tabelul 5.11

Tipul plăcii continue	Relații de calcul																															
- un rând de plăci (n = 1)	$q' = g + \frac{p}{2}; q'' = \pm \frac{p}{2}; q = g + p$ $M_{2x \min}^{\max} = (\alpha_{2x} q' \pm \alpha_{1x} q'') l_x^2$ $M_{2y \min}^{\max} = (\alpha_{2y} q' \pm \alpha_{1y} q'') l_y^2$ $M_{3x \min}^{\max} = (\alpha_{3x} q' \pm \alpha_{1x} q'') l_x^2$ $M_{3y \min}^{\max} = (\alpha_{3y} q' \pm \alpha_{1y} q'') l_y^2$																															
- două rânduri de plăci (n = 2)	$M_{4x \min}^{\max} = (\alpha_{4x} q' \pm \alpha_{1x} q'') l_x^2$ $M_{4y \min}^{\max} = (\alpha_{4y} q' \pm \alpha_{1y} q'') l_y^2$ $M_{5x \min}^{\max} = (\alpha_{5x} q' \pm \alpha_{1x} q'') l_x^2$ $M_{5y \min}^{\max} = (\alpha_{5y} q' \pm \alpha_{1y} q'') l_y^2$ $M_{6x \min}^{\max} = (\alpha_{6x} q' \pm \alpha_{1x} q'') l_x^2$ $M_{6y \min}^{\max} = (\alpha_{6y} q' \pm \alpha_{1y} q'') l_y^2$																															
- trei rânduri de plăci (n = 3)	<table><tr><td></td><td>n = 1</td><td>n = 2</td><td>n = 3</td></tr><tr><td>M_a</td><td>$-\beta_{3x} \frac{ql_x^2}{10}$</td><td>$-\beta_{5x} \frac{ql_x^2}{10}$</td><td>$-\beta_{5x} \frac{ql_x^2}{10}$</td></tr><tr><td>$M_b$</td><td>$-\beta_{3x} \frac{ql_x^2}{12}$</td><td>$-\beta_{5x} \frac{ql_x^2}{12}$</td><td>$-\beta_{5x} \frac{ql_x^2}{12}$</td></tr><tr><td>$M_c$</td><td></td><td>$-\beta_{4y} \frac{ql_y^2}{8}$</td><td>$-\beta_{6x} \frac{ql_x^2}{10}$</td></tr><tr><td>$M_d$</td><td></td><td>$-\beta_{5y} \frac{ql_y^2}{8}$</td><td>$-\beta_{6x} \frac{ql_x^2}{12}$</td></tr><tr><td>$M_e$</td><td></td><td></td><td>$-\beta_{5y} \frac{ql_y^2}{10}$</td></tr><tr><td>$M_f$</td><td></td><td></td><td>$-\beta_{6y} \frac{ql_y^2}{10}$</td></tr></table>					n = 1	n = 2	n = 3	M_a	$-\beta_{3x} \frac{ql_x^2}{10}$	$-\beta_{5x} \frac{ql_x^2}{10}$	$-\beta_{5x} \frac{ql_x^2}{10}$	M_b	$-\beta_{3x} \frac{ql_x^2}{12}$	$-\beta_{5x} \frac{ql_x^2}{12}$	$-\beta_{5x} \frac{ql_x^2}{12}$	M_c		$-\beta_{4y} \frac{ql_y^2}{8}$	$-\beta_{6x} \frac{ql_x^2}{10}$	M_d		$-\beta_{5y} \frac{ql_y^2}{8}$	$-\beta_{6x} \frac{ql_x^2}{12}$	M_e			$-\beta_{5y} \frac{ql_y^2}{10}$	M_f			$-\beta_{6y} \frac{ql_y^2}{10}$
	n = 1	n = 2	n = 3																													
M_a	$-\beta_{3x} \frac{ql_x^2}{10}$	$-\beta_{5x} \frac{ql_x^2}{10}$	$-\beta_{5x} \frac{ql_x^2}{10}$																													
M_b	$-\beta_{3x} \frac{ql_x^2}{12}$	$-\beta_{5x} \frac{ql_x^2}{12}$	$-\beta_{5x} \frac{ql_x^2}{12}$																													
M_c		$-\beta_{4y} \frac{ql_y^2}{8}$	$-\beta_{6x} \frac{ql_x^2}{10}$																													
M_d		$-\beta_{5y} \frac{ql_y^2}{8}$	$-\beta_{6x} \frac{ql_x^2}{12}$																													
M_e			$-\beta_{5y} \frac{ql_y^2}{10}$																													
M_f			$-\beta_{6y} \frac{ql_y^2}{10}$																													

* Formulele se pot folosi și când deschiderile diferă între ele cu cel mult 10 %. În acest caz l_x și l_y se iau egale cu semisuma deschiderilor adiacente fiecărui reazem pentru determinarea momentelor negative maxime de pe reazeme.

Pentru calculul în domeniul elastic a plăcilor continue pe una sau ambele direcții, cu deschideri inegale, solicitările produse de încărcări, pot fi determinate prin metoda rețelilor elastice.

Metoda rețelilor elastice, ca și aplicație a teoriei elasticității, presupune calculul eforturilor pe două direcții de calcul considerate. Solicitățile se determină prin metode aproximative împărțind placa în fâșii de lățime unitară pe ambele direcții neglijându-se continuitatea lor și momentele de torsiune.

Direcția principală (x) se va stabili astfel încât majoritatea panourilor de placă să aibă pe această direcție latura scurtă.

Punând condițiile ca săgețile la mijlocul plăcii pe cele două direcții să fie egale $f_x = f_y$ și ca încărcarea totală uniform distribuită q să fie egală cu suma componentelor sale q_x și q_y , adică $q = q_x + q_y$ se obțin încărcările pe cele două direcții considerate în calcul exprimate astfel:

$$q_x = \beta_x q \quad (5.6)$$

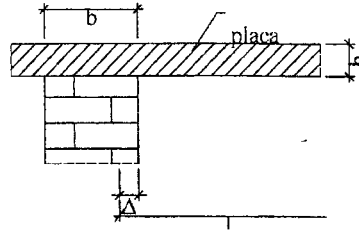
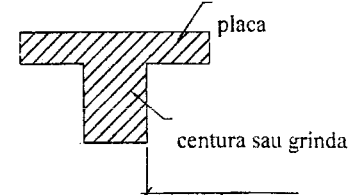
$$q_y = \beta_y q \quad (5.7)$$

în care coeficienții de distribuție a încărcărilor β se scot din tabelele 5.5 ÷ 5.10.

Pentru o placă se consideră mai multe fâșii pe fiecare direcție. Numărul de fâșii depinde de variația încărcărilor ce pot apărea în panourile de placă considerate și de deschiderile de calcul. Acesta se alege astfel încât să fie acoperită toată suprafața pe fiecare din direcțiile de calcul.

Deschiderile de calcul pentru fâșiile luate în considerare se stabilesc în funcție de rezemarea plăcii planșeului pe pereții de rezistență conform tabelului 5.12

Tabelul 5.12

Reazeme alcătuite din	Schema de rezemare	Deschiderea de calcul pentru plăci
Zidării, centuri sau grinzi fără legătură monolită		Deschiderea de calcul se măsoară de la fața zidului adăugându-se de fiecare parte lungimea: $\Delta = \frac{h}{2}$ dar nu mai mult decât $\frac{b}{2}$
Grinzi sau centuri cu legătură monolită		Deschiderea de calcul se măsoară de la fața laterală a grinzii sau centurii monolite

Schema statică a fâșiilor considerate în calcul este grinda continuă articulat simplu rezemată.

Calculul static se poate efectua cu programe de calcul a grinzilor continue [15] sau alte programe. La calcul se vor lua în considerare toate combinațiile de încărcări considerate defavorabile, combinații definite în capitolul 3.

În urma calculului static se determină eforturile în secțiunile caracteristice (pe reazeme și în câmpuri), eforturi care vor servi la calculul ariilor de armătură.

5.4 DETERMINAREA ARIILOR DE ARMĂTURĂ ÎN SECȚIUNILE CARACTERISTICE

Determinarea ariei de armătură se face considerându-se grosimea plăcii cunoscută din predimensionare și alegându-se materialele, clasa de beton respectiv marca armăturii, din care va fi alcătuită placa.

Pornind de la grosimea rezultată din predimensionare se determină înălțimea utilă efectivă :

$$\begin{aligned} &\text{- la plăci armate pe o direcție} \\ &h_0 = h - a \end{aligned} \quad (5.8a)$$

în care:

h – grosimea plăcii

a – acoperirea cu beton majorată cu $1/2 \phi$ (aproximându-se un diametru de bară cu care se va face armarea).

$$\begin{aligned} &\text{- la plăci armate pe două direcții} \\ &h_{0x} = h - a \end{aligned} \quad (5.8b)$$

$$h_{0y} = h_{0x} - \phi \quad (5.8c)$$

în care:

h_{0x} – înălțimea utilă efectivă pe direcția x (când aceasta este direcția scurtă);

h_{0y} – înălțimea utilă efectivă pe direcția y ;

h – grosimea plăcii;

a – acoperirea cu beton a_b majorată cu $1/2 \phi$ (aproximându-se un diametru de bară cu care se va face armarea).

Se calculează valoarea relativă a momentului încovoietor pe baza relației:

$$m = \frac{M}{b \cdot h_0^2 \cdot R_c} \quad (5.9)$$

în care se introduce după caz h_0 , h_{0x} sau h_{0y} , introducând valori pentru termeni exprimate în [N] și [mm] .

Din tabelul 5.14 se determină procentul corespunzător de armare p sau opțional valorile lui ξ sau ζ , de unde rezultă aria de armătură sub una din următoarele forme:

$$A_a = p \frac{bh_0}{100}; \quad (5.10a)$$

$$A_a = \xi \frac{R_c}{R_a} bh_0; \quad (5.10b)$$

$$A_a = \frac{M}{\zeta h_0 R_a} \quad (5.10c)$$

Se poate întâmpla ca:

– $m < 0,01$, valoarea minimă din tabelul 5.14; în acest caz, A_a se stabilește pe baza procentelor minime de armare;

– $m > m_{max}$, secțiunea de beton este insuficientă pentru a prelua momentul încovoietor M ; pentru mărirea capacității portante se poate adopta un alt grup de materiale (oțel-beton) cu rezistențe mai mari sau modificarea grosimii plăcii de beton.

Pentru cazurile care nu pot fi încadrate în tabelul 5.14 ($m_{bc} < 1$, alte calități de materiale etc), cu m se calculează, $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2m}$. Dacă $\xi \leq \xi_b$, atunci aria armăturii întinse se calculează cu relația (5.10b); dacă $\xi > \xi_b$, secțiunea simplu armată este insuficientă pentru preluarea momentului încovoietor respectiv.

Tabelul 5.13

Tipul de beton	Tipul de oțel	Clasa betonului	
		$\leq C28/35$ (Bc35)	$\geq C32/40$ (Bc40)
		ξ_b	
Beton obișnuit	OB37	0,60	0,55
	PC52, PC60, STNB	0,55	0,60
Beton cu agregate ușoare	OB37	0,55	-
	PC52, PC60, STNB	0,50	-

Ariile de armătură se pot determina și cu ajutorul unor programe de calcul specifice.

5.5 PREVEDERI DE ALCĂTUIRE PENTRU PLĂCI DE BETON ARMAT

Prevederile prezentate în continuare se referă la plăcile planșeelor din clădirile civile sau industriale, cu rezemări continue pe pereți sau grinzi; pentru alte tipuri de planșee, de exemplu, planșee ciuperci sau planșee dală cu rezemare numai pe stâlpi, prescripțiile de proiectare referitoare la plăci sunt date în normele specifice structurilor din care fac parte.

Grosimea plăcilor se alege conform paragrafului 5.2

Plăcile se armează cu bare dispuse în general pe două direcții perpendiculare, formând plase.

Acestea pot fi:

- plase legate cu sârmă, alcătuite din bare montate individual, din oțel PC60, PC52 sau OB37;
- plase sudate, în general din oțel STNB.

Plasele legate cu sârmă se folosesc în cazul elementelor executate monolit; plasele sudate se pot utiliza atât pentru plăcile prefabricate, cât și pentru plăcile monolite.

Barele netede de tip OB37 sunt utilizate când armătura de rezistență rezultă din condiții constructive (diametre minime, număr minim de bare, procente minime de armare).

Procentele de armare minime sunt cele date în tabelul 5.15.

Tabelul 5.15

Procentul minim pentru armăturile din zonele întinse la	$p_{min} \%$
Grinzi obișnuite (care nu sunt rigle de cadru) și plăci, la care procentul de armare rezultat din calcul este $p \leq 0,10 \%$	$0,05 \leq p_{min} = 1,15 p \leq 0,10$

Procentul mediu de armare trebuie să se încadreze în următoarele limite economice: sub 0,8 % la plăcile armate pe o direcție și sub 0,5% la cele armate pe două direcții, valorile optime fiind date în tabelul 5.16.

Tabelul 5.16

Modul de armare al plăcilor	Plăci armate cu bare legate, din oțel de tip:			Plăci armate cu plase sudate
	procente optime de armare, %			
	PC60	PC52	OB37	STNB
Pe o direcție	0,25...0,50	0,30...0,60	0,40...0,80	0,25...0,50
Pe două direcții	0,20...0,40	0,25...0,50	0,30...0,50	0,20...0,40

Diametrele minime care pot fi utilizate la plasele legate cu sârmă sunt:

- pentru armăturile de rezistență:

- $\phi 6$ mm, dacă barele sunt din oțel PC60 sau PC52;

- $\phi 6$ mm, pentru barele drepte de la partea inferioară a plăcii; $\phi 8$ mm, pentru barele din partea superioară și pentru barele înclinate, dacă armăturile sunt realizate din oțel OB37.

- pentru armăturile de repartiție, $\phi 6$ mm, indiferent de tipul de oțel.

Se poate accepta ca diametrul maxim al armăturii de rezistență să se determine cu relația:

$$d_{max} = 0,1h_p + 2 \text{ [mm]} \quad (5.11)$$

Diametrele minime utilizate la plasele sudate din oțel STNB sunt:

- pentru armăturile de rezistență, $\phi 5$ mm (plăci monolite) sau $\phi 4$ mm (plăci prefabricate);

- pentru armăturile de repartiție, $\phi 4$ mm (plăci monolite) sau $\phi 3$ mm (plăci prefabricate).

Distanțele maxime admise între armăturile de rezistență sunt date de numărul minim de bare necesar în zonele întinse, în funcție de grosimea h_p a plăcii:

- 5 bare pe metru, dacă $h_p \leq 300$ mm;

- 4 bare pe metru, dacă $300\text{mm} < h_p \leq 400$ mm;

- 3 bare pe metru, dacă $h_p > 400$ mm.

Distanța minimă între armăturile realizate din bare laminate la cald este de 80 mm.

Dacă între două bare nu este respectată distanța minimă prescrisă, se ia în considerare în calcul numai aria secțiunii unei bare.

Armarea se face astfel încât, în orice secțiune în lungul plăcii, capacitatea de rezistență să fie mai mare sau cel mult egală cu momentul încovoietor din secțiunea respectivă, determinat pe baza diagramei înfășurătoare a momentelor maxime. Armăturile se ancorează dincolo de secțiunea în care sunt necesare în întregime din calcul.

Armăturile se dispun în general ordonat de-a lungul plăcii, respectând același pas, deci aceeași distanță între bare (figura 5.7).

Armarea plăcilor cu plase legate cu sârmă

Se recomandă să se utilizeze pe cât posibil cel mult două diametre pentru armăturile de rezistență ale unei plăci. Pentru alegerea distanței între bare și a diametrului barelor se utilizează tabelul 5.17.

În figura 5.6a sunt prezentate câteva posibilități de armare pentru plăcile obișnuite monolite, cu plase legate cu sârmă, din bare PC60, PC52 sau OB37.

În general, nu se utilizează bare înclinate decât la plăcile continue cu deschideri peste 2,0 m. Pentru deschideri mai mici și solicitări reduse, se poate folosi armarea cu plase independente în câmp și pe reazem, ca în figura 5.6b.

Tabelul 5.17

Secțiunea armăturii întinse la plăci armate cu plase legate [cm ² /m]						
Distanța între bare cm	Diametrul barelor, mm					
	6	8	10	12	14	16
8,0	3,53	6,28	9,82	13,14	19,24	25,14
8,5	3,33	5,91	9,24	13,31	18,11	23,66
9,0	3,14	5,59	8,73	12,57	17,10	22,34
9,5	2,98	5,29	8,27	11,90	16,20	21,17
10,0	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11
10,5	2,69	4,79	7,48	10,77	13,66	19,15
11,0	2,57	4,57	7,14	10,28	13,99	18,28
11,5	2,46	4,37	6,83	9,84	13,39	17,49
12,0	2,36	4,19	6,54	9,42	12,83	16,76
12,5	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,09
13,0	2,17	3,87	6,04	8,70	11,84	15,47
13,5	2,09	3,72	5,82	8,38	11,40	13,90
14,0	2,02	3,59	5,61	8,08	11,00	13,36
14,5	1,95	3,47	5,42	7,80	10,62	13,87
15,0	1,89	3,35	5,24	7,54	10,26	13,41
15,5	1,82	3,24	5,07	7,30	9,93	12,97
16,0	1,77	3,14	4,91	7,07	9,62	12,57
16,5	1,71	3,05	4,76	6,85	9,33	12,19
17,0	1,66	2,98	4,62	6,65	9,05	11,83
17,5	1,62	2,87	4,49	6,46	8,79	11,49
18,0	1,57	2,79	4,36	6,28	8,55	11,17
18,5	1,53	2,72	4,25	6,11	8,32	10,87
19,0	1,49	2,65	4,13	5,95	8,10	10,58
19,5	1,45	2,58	4,03	5,80	7,89	10,31
20,0	1,41	2,51	3,93	5,65	7,69	10,05

Barele plasate peste reazem (călăreții) se pot termina cu piciorușe de reazemare, pentru asigurarea poziției lor în timpul betonării plăcii.

Dacă este îndeplinită condiția $\bar{Q} \leq 0,75$, secțiunile de înclinare ale armăturilor se prevăd la distanțe suficient de mari de la marginea reazemelor, pentru ca aceste bare să poată fi utilizate și la preluarea momentelor încovoietoare negative. De regulă, în cazul reazemelor intermediare, această distanță este de $0,2l_0$, unde l_0 este lumina, adică distanța între marginile reazemelor aferente deschiderii (figura 5.6). Dacă reazemul marginal face corp comun cu placa (centură, grindă, perete din beton armat), ridicarea barei se face la aceeași distanță $0,2l_0$.

În figura 5.6a și 5.6c sunt prezentate două procedee de armare cu bare longitudinale drepte și înclinate și cu călăreți dispuși pe reazeme.

Dacă armăturile au diametre ≤ 10 mm, barele pot fi livrate în colaci, având deci lungimi mari; în acest caz, armăturile drepte și înclinate se pot realiza continuu, pe toată lungimea planșeului, de exemplu ca armăturile marca 3 și 4 din figura 5.6a. Țășonarea armăturilor se face direct pe cofrajul plăcii.

Acest mod de armare se poate aplica plăcilor continue, cu mai mult de trei deschideri egale (sau care nu diferă cu mai mult de 10%), calculate cu metoda echilibrului limită, deoarece rezultă din calcul aceeași arie de armătură pentru multe secțiuni succesive.

Dacă ariile de armătură necesare din calcul sunt diferite de la o secțiune la alta, este preferabil ca armăturile să fie individuale pentru fiecare deschidere (fig. 5.6b,c).

Numărul minim de bare care se prelungesc drept peste reazeme (fără să fie luate în considerare în calcul ca armături comprimate) este în general de 3 bare pe metru.

Armăturile de la partea superioară a plăcii (călăreții), se continuă de o parte și de alta a reazemelor, pe toată lungimea diagramei de momente negative. În cazurile curente, această distanță se poate lua egală cu $0,25l_0$, unde l_0 este lumina pentru deschiderea adiacentă cea mai mare. Porțiunea dreaptă din zona de reazem a armăturilor înclinate se prelungește în deschiderea următoare tot cu $0,25l_0$ de la fața reazemului (fig. 5.6).

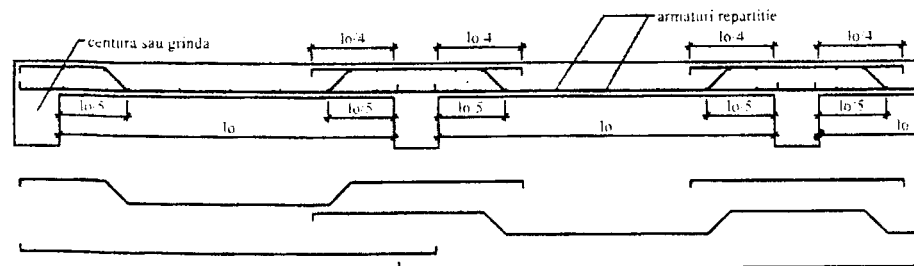
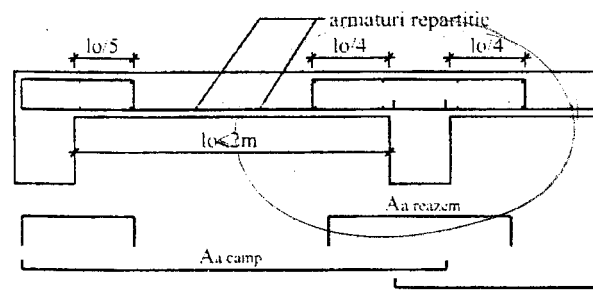
Dacă încărcările sunt mari (de exemplu la radierele fundațiilor), în cazurile speciale când $\bar{Q} > 0,75$, secțiunile de înclinare se prevăd începând din imediata vecinătate a reazemelor, pentru a permite preluarea forțelor tăietoare.

La plăcile cu încărcări temporare mari în raport cu cele permanente, sau la plăcile continue care au o deschidere mult mai mică decât cele învecinate, pot să apară momente negative extinse parțial, sau pe toată zona de câmp. În acest caz, lungimea necesară de prelungire a armăturilor rezultă mai mare decât $0,25l_0$, ajungându-se eventual la o armare continuă în partea superioară a plăcii (fig. 5.6d). Se admite ca acest mod de armare să se facă numai în zonele în care momentele negative depășesc ca valoare capacitatea portantă a secțiunii de beton simplu.

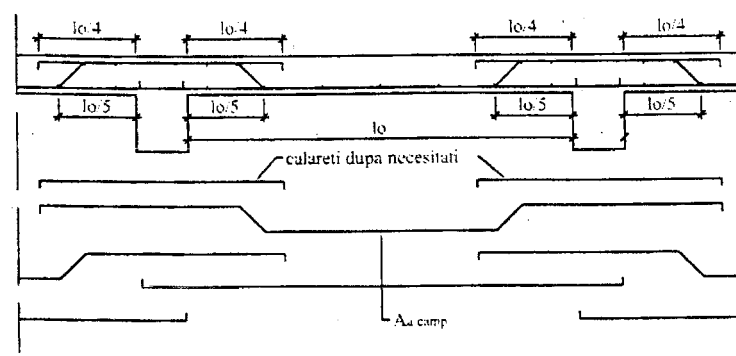
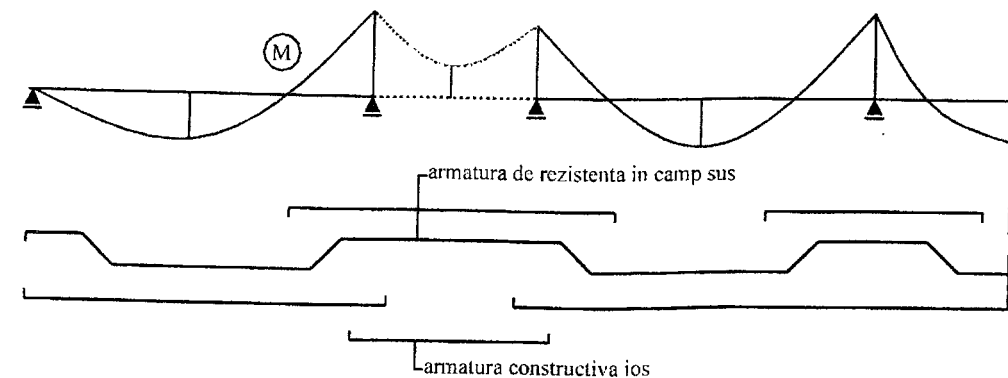
a). Plăci armate pe o direcție (pentru care $l_y/l_x < 0,5$; $l_y/l_x > 2,0$)

În cazul plăcilor armate pe o direcție, perpendicular pe direcția armăturilor de rezistență din câmp și de pe reazem se dispun armături constructive, de repartiție. Armăturile de repartiție se dispun la partea inferioară a plăcilor, pe toată deschiderea, iar la partea superioară, pe lungimea barelor pentru momentele negative (fig. 5.6a și 5.7a). Secțiunea pe metru a acestor bare trebuie să fie cel puțin cel puțin $4\phi 6$, respectiv $0,15A_a$, în cazul plăcilor obișnuite (A_a este aria armăturii de rezistență dispusă după direcția scurtă, pe metru liniar), sau $0,25A_a$, în cazul plăcilor cu încărcări concentrate mari.

Pentru preluarea momentelor încovoietoare locale de încastrare pe reazemele cu continuitate de pe direcția laturii mari (y), respectiv a tendinței de forfecare între placă și grindă, se prevăd călăreți; aceste bare suplimentare trebuie să respecte condițiile de armare minimă, date pentru barele de rezistență de pe direcția scurtă. De regulă, aceste bare sunt $5\phi 6/m$ (PC60, PC52), sau $5\phi 8/m$ (bare din OB37). Călăreții se prelungesc de o parte și de alta a reazemului cu lungimea $0,25l_{ox}$ (fig. 5.7a).

a) armarea unei plăci cu deschideri egale ($M_{reazem} \sim M_{câmp}$)

b) armarea cu bare independente drepte

c) armarea pentru cazul în care $M_{reazem} \gg M_{câmp}$ 

d) armarea câmpului cu moment încovoietor negativ

Figura 5.6 - Procedee de armare a plăcilor

b). Plăci armate pe două direcții (pentru care $0,5 \leq l_y/l_x \leq 2,0$)

Pentru plăcile armate cruciș, armăturile de rezistență se dispun respectând prescripțiile curente, pentru fiecare direcție în parte.

Armătura de rezistență paralelă cu direcția scurtă se dispune pe rândul întâi - barele A_{ax} , respectiv barele marca 3 și 4 din figura 5.7b și 5.7c, iar barele A_{ay} , respectiv marca 1 și 2 paralele cu latura mai mare, se dispun pe rândul al doilea. Acest mod de așezare este rațional, deoarece, în cazurile obișnuite, aria de armătură pe direcția mai scurtă rezultă mai mare decât cea de pe direcția lungă.

La calculul ariilor de armătură se ține seama de așezarea pe două rânduri, prin mărimea înălțimii utile a plăcii: $h_{0x} > h_{0y}$, dacă $l_x < l_y$ (fig. 5.7c).

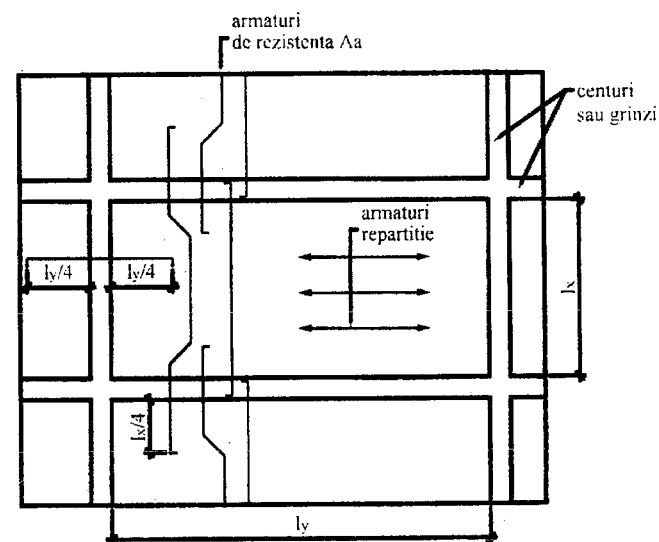
În zonele nehașurate din figura 13.33b, armăturile de rezistență după direcțiile x și y se încrucișează atât la partea inferioară a plăcii, în câmp, cât și la partea superioară, pe reazeme; de aceea, armătura de repartiție este necesară, în acest caz, numai în zonele hașurate, la partea superioară.

Aceste armături trebuie să respecte condițiile pentru armăturile de repartiție ale plăcilor armate pe o direcție.

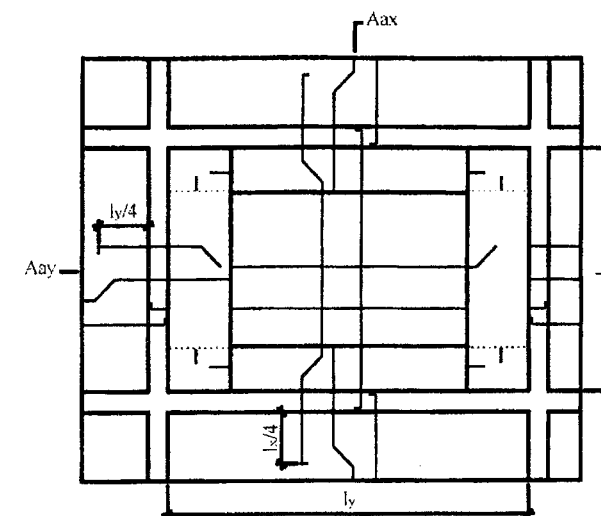
Diametrele, ariile secțiunilor transversale și masa armăturilor din bare laminate sunt prezentate în tabelul 5.18.

Tabelul 5.18

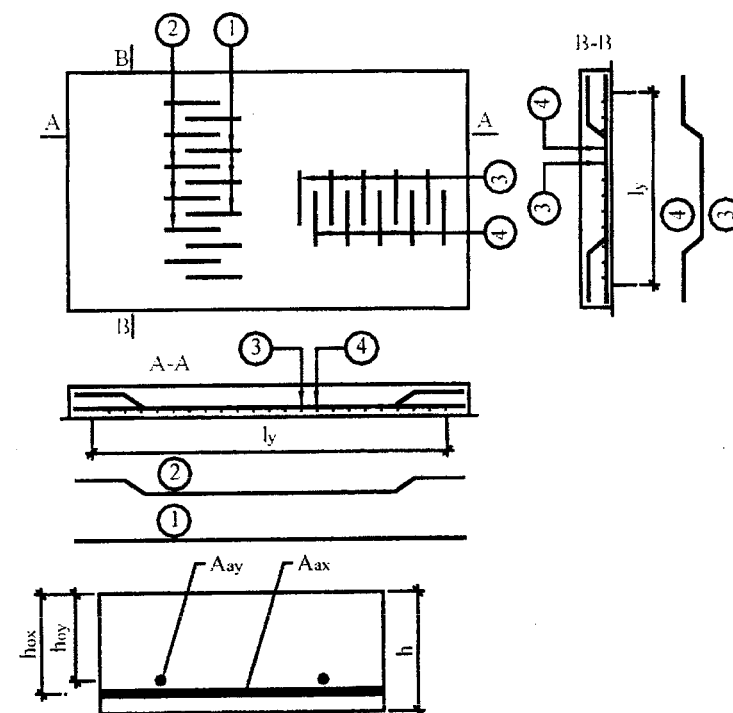
Diametrul mm	Aria secțiunii transversale pentru n bare, în cm^2										Masa kg/m
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
6	0,283	0,570	0,850	1,130	1,420	1,700	1,980	2,260	2,550	2,830	0,222
8	0,503	1,010	1,510	2,010	2,510	3,020	3,520	4,020	4,530	5,030	0,395
10	0,785	1,570	2,350	3,140	3,920	4,710	5,490	6,280	7,060	7,850	0,617
12	1,130	2,260	3,390	4,520	5,650	6,780	7,910	9,040	10,17	11,30	0,888
14	1,540	3,080	4,620	6,160	7,700	9,240	10,78	12,32	13,86	15,40	1,120
16	2,010	4,020	6,030	8,040	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09	20,10	1,580
18	2,540	5,080	7,620	10,16	12,70	15,24	17,78	20,32	22,86	25,40	1,990
20	3,140	6,280	9,420	12,56	15,70	18,84	21,98	25,12	28,26	31,40	2,460
22	3,800	7,600	11,40	15,20	19,00	22,80	26,60	30,40	34,20	38,00	2,980
25	4,910	9,820	14,73	19,64	24,55	29,46	34,37	39,28	44,19	49,10	3,850
28	6,160	12,32	18,48	24,64	30,80	36,96	43,12	49,28	55,44	61,60	4,840
32	8,040	16,08	24,12	32,16	40,20	48,24	56,28	64,32	72,36	80,40	6,310
36	10,20	20,40	30,60	40,80	51,00	61,20	71,40	81,60	91,80	102,00	7,990
40	12,60	25,20	37,80	50,40	63,00	75,60	88,20	100,80	113,40	126,00	9,870



a) placă armată pe o direcție



b) placă armată pe două direcții



c) placă simplu rezemată, armată pe două direcții

Figura 5.7 – Dispunerea armăturilor de rezistență și de repartitie la plăci

5.6 EXEMPLU DE CALCUL ȘI ALCĂTUIRE A UNUI PLANȘEU

Se va exemplifica proiectarea plăcii planșeului peste parter pentru construcția prezentată în capitolul 2.

Predimensionarea plăcii planșeului

- grosimea minimă a planșeului este:

$$h_{p \min} = \frac{l_{\min}}{45} = \frac{415}{45} = 9,22 \text{ cm}$$

- acoperirea cu beton a_b :

$$a_b = 1,5 \text{ cm}$$

- grosimea planșeului propusă după predimensionare:

$$h_p = 10 \text{ cm}$$

Evaluarea încărcărilor pe m^2 de suprafață

- a). Încărcarea permanentă din planșeu, finisaj parchet este dată în tabelul 5.19.

Tabelul 5.19

Nr. Crt.	Denumire material	Greutate Specifică [kg/m ³]	Încărcarea Normată [kg/m ²]	Coef. încărcării	Grosimea [m]	Încărcarea de calcul [daN/m ²]
1	Parchet	800	-	1,3	0,022	22,9
2	Mortar de ciment	2100	-	1,3	0,028	76,5
3	Placă de b.a.	2500	-	1,1	0,10	275
4	Tencuială mortar var	1700	-	1,3	0,01	22,1
TOTAL						397

- b). Încărcarea permanentă din planșeu, finisaj gresie este dată în tabelul 5.19

Tabelul 5.19

Nr. Crt.	Denumire material	Greutate Specifică [kg/m ³]	Încărcarea Normată [kg/m ²]	Coef. încărcării	Grosimea [m]	Încărcarea de calcul [daN/m ²]
1	Gresie	2600	-	1,3	0,007	23,7
2	Mortar adeziv	2100	-	1,3	0,010	27,3
3	Mortar de ciment (egalizare)	2100	-	1,3	0,033	90,1
4	Placa de b.a.	2500	-	1,1	0,10	275
5	Tencuială mortar var	1700	-	1,3	0,01	22,1
TOTAL						439

- c). Încărcarea permanentă ce acționează pe scară

Pentru a calcula încărcarea permanentă ce acționează pe scară se calculează suma încărcărilor date de placa de rezistență a rampei și de treptele de beton simplu. Pentru a simplifica calculul se consideră pentru trepte o grosime echivalentă care este uniformă pe toată lungimea rampei. Valorile încărcării sunt date în tabelul 5.20

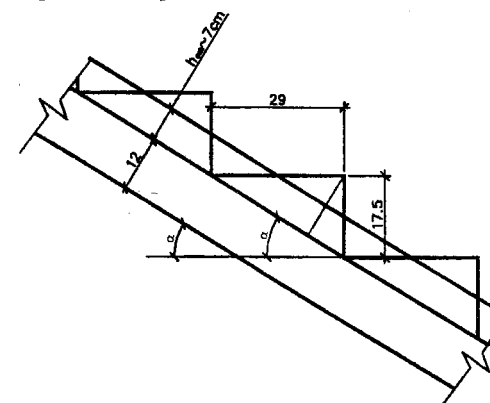


Figura 5.8 – Schema de calcul a încărcării permanente pe scară

Tabelul 5.20

Nr. Crt.	Denumire material	Greutate Specifică [kg/m ³]	Încărcarea Normată [kg/m ²]	Coef. încărcării	Grosimea [m]	Încărcarea de calcul [daN/m ²]
1	Beton simplu	2400	-	1,1	0,120	316,8
2	Beton armat	2500	-	1,1	0,070	192,5
TOTAL						510

d). Încărcarea utilă este dată în tabelul 5.21

Tabelul 5.21

Nr. Crt.	Spațiul unde acționează	Încărcarea utilă normată [daN/m ²]	Coeficientul încărcării	Încărcarea utilă de calcul [daN/m ²]
1	Camere, Dormitoare	150	1,4	210
2	Casa scării, Coridoare	300	1,3	390

Stabilirea fâșiilor de calcul

Fâșiile luate în considerare pentru calculul pe cele două direcții x și y sunt prezentate în figura 5.9.

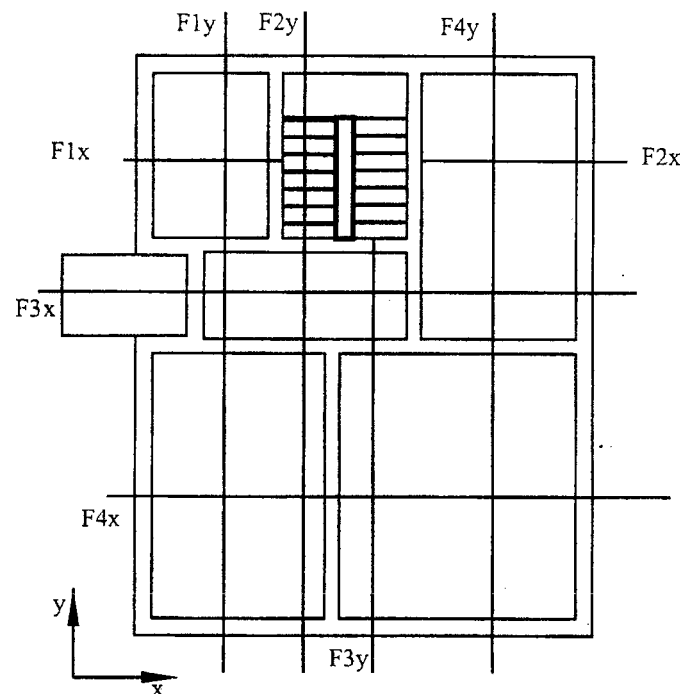


Figura 5.9 – Fâșiile luate în calcul

Panourile de placă (ochiurile de placă) considerate pentru distribuția încărcărilor

Numerotarea ochiurilor de placă considerate se regăsește în figura 5.10

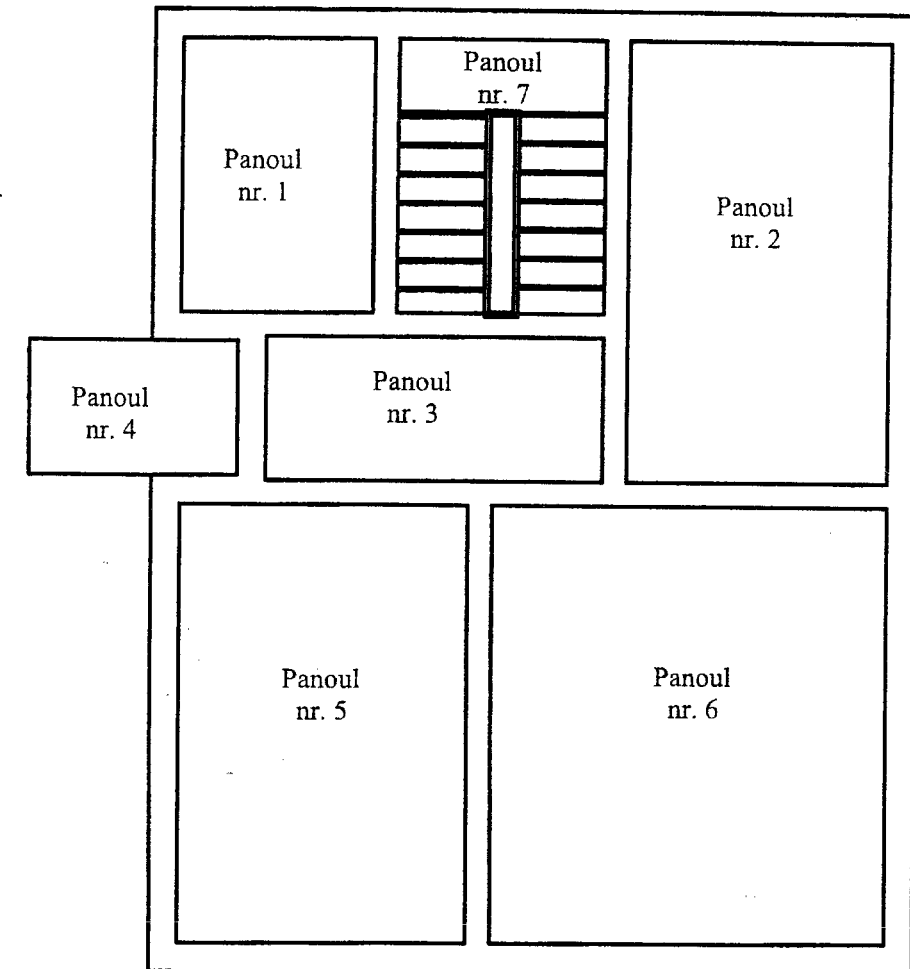
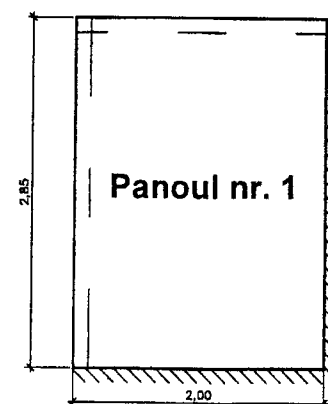


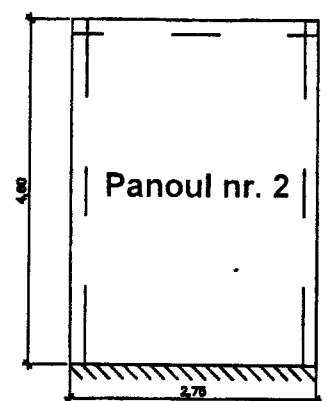
Figura 5.10 -Panourile de placă luate în considerare la calculul plăcii planșeului

Distribuția încărcărilor

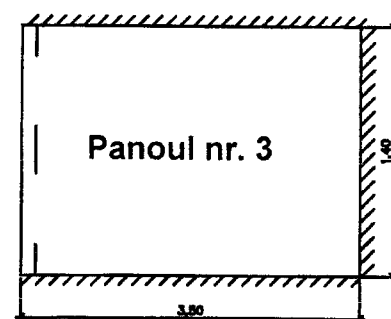
În figurile următoare sunt date dimensiunile panourilor considerate în calcul și valorile coeficienților de distribuție a încărcărilor pe cele două direcții x și z.



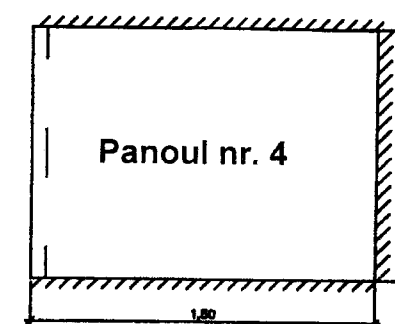
$\lambda = \frac{l_y}{l_x}$	β_x	β_y
1,4	0,7935	0,2065



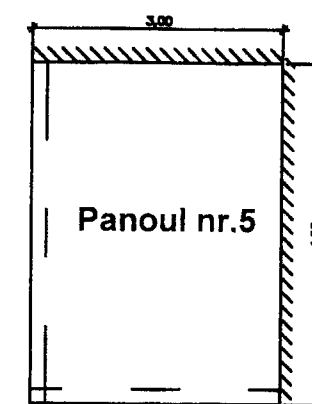
$\lambda' = \frac{l_x}{l_y}$	β_x	β_y
0,6	0,7553	0,2447



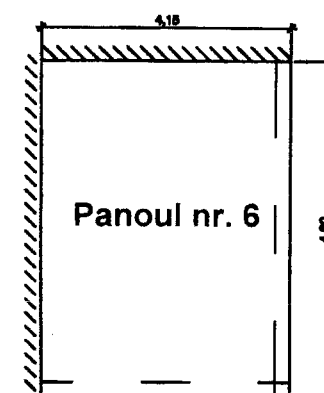
$\lambda' = \frac{l_x}{l_y}$	β_x	β_y
2,5	0	1



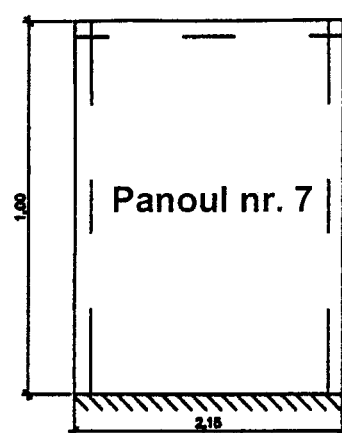
$\lambda' = \frac{l_x}{l_y}$	β_x	β_y
1,1	0,2546	0,7454



$\lambda = \frac{l_y}{l_x}$	β_x	β_y
1,5	0,8351	0,1649



$\lambda = \frac{l_y}{l_x}$	β_x	β_y
1,10	0,5942	0,4058



$\lambda' = \frac{l_x}{l_y}$	β_x	β_y
2,15	0	1

Fig. 5.11 – Coeficienții de distribuție a încărcărilor

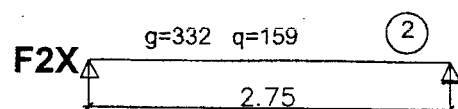
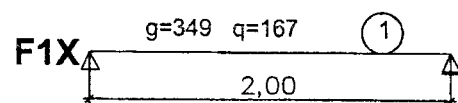
Valorile încărcărilor pe cele două direcții sunt centralizate în tabelul 5.22

Tabelul 5.22

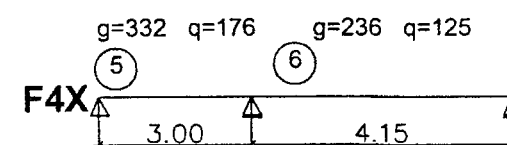
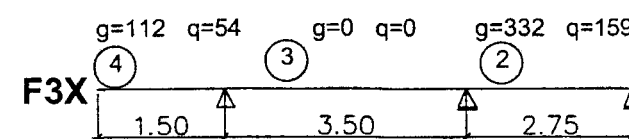
Panoul nr.	g [daN/m ²]	q [daN/m ²]	β_x	β_y	g_x [daN/m]	g_y [daN/m]	q_x [daN/m]	q_y [daN/m]
1	439	210	0.7935	0.2065	349	91	167	44
2	439	210	0.7553	0.2447	332	108	159	52
3	439	390	0	1	0	440	0	390
4	439	210	0.2546	0.7454	112	328	54	157
5	397	210	0.8351	0.1649	332	66	176	35
6	397	210	0.5942	0.4058	236	162	125	86
7	397	390	0	1	0	397	0	390

Schemele statice ale fâșiilor și încărcările aferente

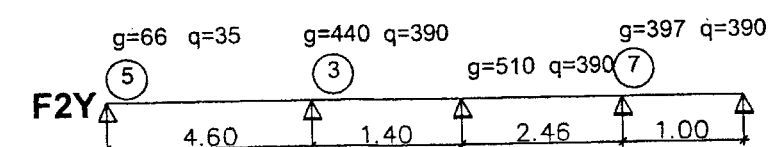
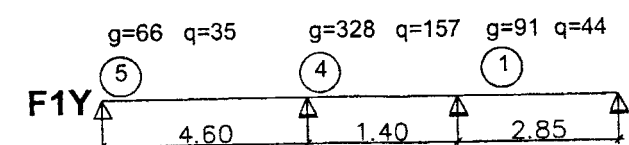
Direcția X



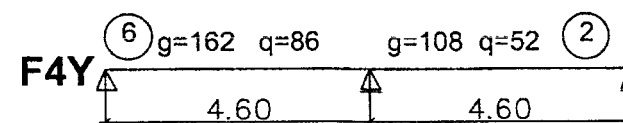
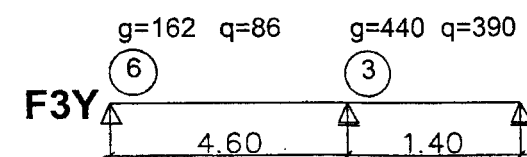
g [daN/m]
 q [daN/m]



Direcția Y



Observație: Pentru efectuarea calculului cu programul "gric".exe s-a considerat pentru deschiderea a 3-a o lungime echivalentă $l_{ech} = l / \cos \alpha$, unde l este proiecția pe orizontală a rampei și α este unghiul pe care îl face rampa cu orizontala.



Obs: Cu ① s-a notat panoul de placă prin care trece fâșia.

Calculul momentelor încovoietoare în secțiunile caracteristice

Pentru calcul se utilizează programul de calcul al grinzilor continue "gric.exe".
Rezultatele calculului static sunt prezentate în cele ce urmează.

FIX

NUMARUL DESCHIDERILOR = 1
CAPATUL STINGA = REAZEM ARTICULAT
CAPATUL DREAPTA = REAZEM ARTICULAT

CARACTERISTICI

DESC	L	I
1	2.000	1.0000E+00

INCARCARI LINIARE

DESC	g	p
1	349.000	167.000

MOMENTE MAXIME PE REAZEME

SECT.	MAX. MS	MIN. MS
1	0.000	0.000
2	0.000	0.000

MOMENTE MAXIME IN CIMPURI

DESC	MAX. MF	X	MIN. MF	X
1	258.000	1.000	174.500	1.000

F2X

NUMARUL DESCHIDERILOR = 1
CAPATUL STINGA = REAZEM ARTICULAT
CAPATUL DREAPTA = REAZEM ARTICULAT

DESC	L	I
1	2.750	1.0000E+00

INCARCARI LINIARE

DESC	g	p
1	332.000	159.000

MOMENTE MAXIME PE REAZEME

SECT.	MAX. MS	MIN. MS
1	-0.000	-0.000
2	-0.000	-0.000

MOMENTE MAXIME IN CIMPURI

DESC	MAX. MF	X	MIN. MF	X
1	464.148	1.375	313.844	1.375

1	464.148	1.375	313.844	1.375
---	---------	-------	---------	-------

F3X

NUMARUL DESCHIDERILOR = 3
CAPATUL STINGA = CAPAT LIBER
CAPATUL DREAPTA = REAZEM ARTICULAT

DESC	L	I
------	---	---

CAPAT STINGA

1	1.500	1.0000E+00
2	3.500	1.0000E+00
3	2.750	1.0000E+00

INCARCARI LINIARE

DESC	g	p
------	---	---

CAPAT STINGA

1	112.000	54.000
2	0.000	0.000
3	332.000	159.000

MOMENTE MAXIME PE REAZEME

SECT.	MAX. MS	MIN. MS
-------	---------	---------

CAPAT LIBER

1	0.000	-0.000
2	-126.000	-186.750
3	-85.801	-168.945
4	0.000	0.000

MOMENTE MAXIME IN CIMPURI

DESC	MAX. MF	X	MIN. MF	X
------	---------	---	---------	---

CAPAT STINGA

1	0.000	0.000	-0.000	0.000
2	0.000	0.000	-169.343	1.750
3	391.289	1.488	264.543	1.488

F4X

NUMARUL DESCHIDERILOR = 2
CAPATUL STINGA = REAZEM ARTICULAT
CAPATUL DREAPTA = REAZEM ARTICULAT

CARACTERISTICI

DESC	L	I
------	---	---

1	3.000	1.0000E+00
2	4.150	1.0000E+00

INCARCARI LINIARE

DESC	g	p
1	332.000	176.000

MOMENTE MAXIME PE REAZEME
SECT. MAX. MS MIN. MS

1	0.000	0.000
2	-534.680	-690.872
3	-0.000	-0.000

MOMENTE MAXIME IN CIMPURI

DESC MAX. MF X MIN. MF X

1	335.424	1.149	131.419	0.890
2	502.976	2.481	275.892	2.621

F1Y

NUMARUL DESCHIDERILOR = 3

CAPATUL STINGA = REAZEM ARTICULAT

CAPATUL DREAPTA = REAZEM ARTICULAT

CARACTERISTICI

DESC L I

1	4.600	1.0000E+00
2	1.400	1.0000E+00
3	2.850	1.0000E+00

INCARCARI LINIARE

DESC g p

1	66.000	35.000
2	328.000	157.000
3	91.000	44.000

MOMENTE MAXIME PE REAZEME

SECT. MAX. MS MIN. MS

1	0.000	-0.000
2	-141.495	-225.067
3	-52.619	-106.494
4	0.000	-0.000

MOMENTE MAXIME IN CIMPURI

DESC MAX. MF X MIN. MF X

1	170.915	1.840	106.567	1.797
2	7.598	0.813	-54.866	0.985
3	98.639	1.641	58.321	1.718

F2Y

NUMARUL DESCHIDERILOR = 4

CAPATUL STINGA = REAZEM ARTICULAT

CAPATUL DREAPTA = REAZEM ARTICULAT

CARACTERISTICI

DESC L I

1	4.600	1.0000E+00
2	1.400	1.0000E+00
3	2.460	1.7000E+00
4	1.000	1.0000E+00

3 2.460 1.7000E+00

4 1.000 1.0000E+00

INCARCARI LINIARE

DESC g p

1	66.000	35.000
2	440.000	390.000
3	510.000	390.000
4	397.000	390.000

MOMENTE MAXIME PE REAZEME

SECT. MAX. MS MIN. MS

1	-0.000	-0.000
2	-126.121	-230.667
3	-138.766	-328.045
4	-186.264	-366.919
5	0.000	-0.000

MOMENTE MAXIME IN CIMPURI

DESC MAX. MF X MIN. MF X

1	176.760	1.871	104.732	1.781
2	23.047	0.659	-120.721	0.598
3	377.644	1.192	179.588	1.227
4	21.895	0.764	0.000	0.000

F3Y

NUMARUL DESCHIDERILOR = 2

CAPATUL STINGA = REAZEM ARTICULAT

CAPATUL DREAPTA = REAZEM ARTICULAT

CARACTERISTICI

DESC L I

1	4.600	1.0000E+00
2	1.400	1.0000E+00

INCARCARI LINIARE

DESC g p

1	162.000	86.000
2	440.000	390.000

MOMENTE MAXIME PE REAZEME

SECT. MAX. MS MIN. MS

1	0.000	-0.000
2	-375.957	-550.351
3	0.000	-0.000

MOMENTE MAXIME IN CIMPURI

DESC MAX. MF X MIN. MF X

1	418.500	1.837	261.128	1.795
2	58.814	1.024	0.000	0.000

F4Y

NUMARUL DESCHIDERILOR = 2
 CAPATUL STINGA = REAZEM ARTICULAT
 CAPATUL DREAPTA = REAZEM ARTICULAT

CARACTERISTICI		
DESC	L	I

1	4.600	1.0000E+00
2	4.600	1.0000E+00

INCARCARI LINIARE

DESC	g	p
------	---	---

1	162.000	86.000
2	108.000	52.000

MOMENTE MAXIME PE REAZEME

SECT.	MAX. MS	MIN. MS
-------	---------	---------

1	-0.000	-0.000
2	-425.845	-539.580
3	0.000	-0.000

MOMENTE MAXIME IN CIMPURI

DESC	MAX. MF	X	MIN. MF	X
------	---------	---	---------	---

1	441.675	1.887	242.019	1.729
2	237.059	2.879	98.753	3.248

Determinarea ariilor de armătură în secțiunile caracteristice

Fâșiile au fost alese cu lățimea $b = 1\text{m} = 1000\text{mm}$

Grosimea plăcii $h = 10\text{cm} = 100\text{mm}$

Înălțimea utilă $h_{0x} = 100 - 15 - 10 / 5 = 80\text{ mm}$

Înălțimea utilă $h_{0y} = 80 - 10 = 70\text{ mm}$

Se propune pentru beton clasa C16/20 (Bc20) și pentru armătură marca PC52.

Ariile de armătură în toate secțiunile caracteristice pe cele două direcții sunt date în tabelele 5.23 a și b

Tabelul 5.23 a

Fâșia	Secțiunea	b [mm]	h_{0x} [mm]	R_c [N/mm ²]	M [N·mm]	m	p [%]	A_a [cm ²]
F1x	1 - C	1000	80	12,5	258×10^4	0.032	0.14	1.12
F2x	1 - C				465×10^4	0.058	0.25	2.00
F3x	1 - R				187×10^4	0.023	0.09	0.72
	2 - C				169×10^4	0.021	0.08	0.64
	3 - R				170×10^4	0.021	0.08	0.64
	4 - C				392×10^4	0.049	0.21	1.68
F4x	1 - C				336×10^4	0.042	0.18	1.44
	2 - R				691×10^4	0.086	0.37	2.96
	3 - C				503×10^4	0.063	0.27	2.16

Tabelul 5.23 b

Fâșia	Secțiunea	b [mm]	h_{0y} [mm]	R_c [N/mm ²]	M [N·mm]	m	p [%]	A_a [cm ²]
Fly	1 - C	1000	70	12,5	171×10^4	0.028	0.12	0.84
	2 - R				226×10^4	0.037	0.15	1.05
	3 - C				55×10^4	0.009	0.04	0.28
	4 - R				107×10^4	0.017	0.06	0.42
	5 - C				99×10^4	0.016	0.06	0.42
F2y	1 - C				177×10^4	0.029	0.13	0.91
	2 - R				231×10^4	0.038	0.17	1.19
	3 - C				121×10^4	0.020	0.08	0.56
	4 - R				329×10^4	0.054	0.23	1.61
	5 - C				378×10^4	0.062	0.27	1.89
	6 - R				367×10^4	0.060	0.26	1.82
	7 - C				22×10^4	0.004	0.04	0.28
F3y	1 - C				419×10^4	0.068	0.29	2.03
	2 - R				550×10^4	0.090	0.4	2.8
	3 - C				59×10^4	0.010	0.04	0.28
F4y	1 - C				442×10^4	0.072	0.31	2.17
	2 - R				540×10^4	0.088	0.39	2.73
	3 - C				238×10^4	0.039	0.17	1.19

Observație: Cu litera „C” s-a notat secțiunea caracteristică din câmp, și cu „R” secțiunea de pe reazem.

Alegerea diametrelor barelor și a pasului de dispunere a acestora

Diametrele barelor alese și pasul de dispunere a acestora pe cele două direcții sunt date în tabelul 5.24 a și b

Direcția X

Tabelul 5.24a

Fâșia	Secțiunea	A_a [cm ²]	ϕ / pas [mm / cm]	Poziția armăturii de rezistență în secțiune	Observații
F1x	1 - C	1.12	$\phi 6 / 20$	jos	armare constructivă
F2x	1 - C	2.00	$\phi 8 / 20$	jos	-
F3x	1 - R	0.72	$\phi 6 / 20$	sus	armare constructivă
	2 - C	0.64	$\phi 6 / 20$	sus	armare constructivă
	3 - R	0.64	$\phi 6 / 20$	sus	armare constructivă
	4 - C	1.68	$\phi 8 / 20$	jos	-
F4x	1 - C	1.44	$\phi 6 / 20$	jos	armare constructivă
	2 - R	2.96	$\phi 10 / 20$	sus	-
	3 - C	2.16	$\phi 8 / 20$	jos	-

Dirrecția Y

Tabelul 5.24b

Fâșia	Secțiunea	A _a [cm ²]	φ / pas [mm / cm]	Poziția armăturii de rezistență în secțiune	observații
Fly	1 – C	0.84	φ6 / 20	jos	armare constructivă
	2 – R	1.05	φ6 / 20	sus	armare constructivă
	3 – C	0.28	φ6 / 20	sus	armare constructivă
	4 – R	0.42	φ6 / 20	sus	armare constructivă
	5 – C	0.42	φ6 / 20	jos	armare constructivă
F2y	1 – C	0.91	φ6 / 20	jos	armare constructivă
	2 – R	1.19	φ6 / 20	sus	armare constructivă
	3 – C	0.56	φ6 / 20	sus	armare constructivă
	4 – R	1.61	φ8 / 20	sus	-
	5 – C	1.89	φ8 / 20	jos	-
	6 – R	1.82	φ8 / 20	sus	-
	7 – C	0.28	φ6 / 20	jos	armare constructivă
F3y	1 – C	2.03	φ8 / 20	jos	-
	2 – R	2.8	φ10 / 20	sus	-
	3 – C	0.28	φ6 / 20	jos	armare constructivă
F4y	1 – C	2.17	φ8 / 20	jos	-
	2 – R	2.73	φ10 / 20	sus	-
	3 – C	1.19	φ6 / 20	jos	armare constructivă

În figura 5.11 este exemplificat planul de cofraj și armarea plăcii planșeului peste parter a construcției prezentate în capitolul 2.

Armarea s-a făcut cu bare independente drepte aceasta cu toate că deschiderile ochiurilor de placă depășesc 2m. Armarea cu bare ridicate pe reazem este impusă de considerente economice, dar în cazul de față, când majoritatea secțiunilor sunt armate constructiv (5φ6PC52), se pot dispune 5 bare pe metru numai în cazul armării cu bare drepte. Dacă jumătate din bare s-ar ridica pe reazem ar fi necesare 6 bare pe metru din condiția ca în orice secțiune să avem minim 3 bare. În acesete condiții se reduce risipa de armătură în cazul armării cu bare independente realizându-se și economii la manoperă

Extrasul de armătură corespunzător armării plăcii este dat în tabelul 5.25.

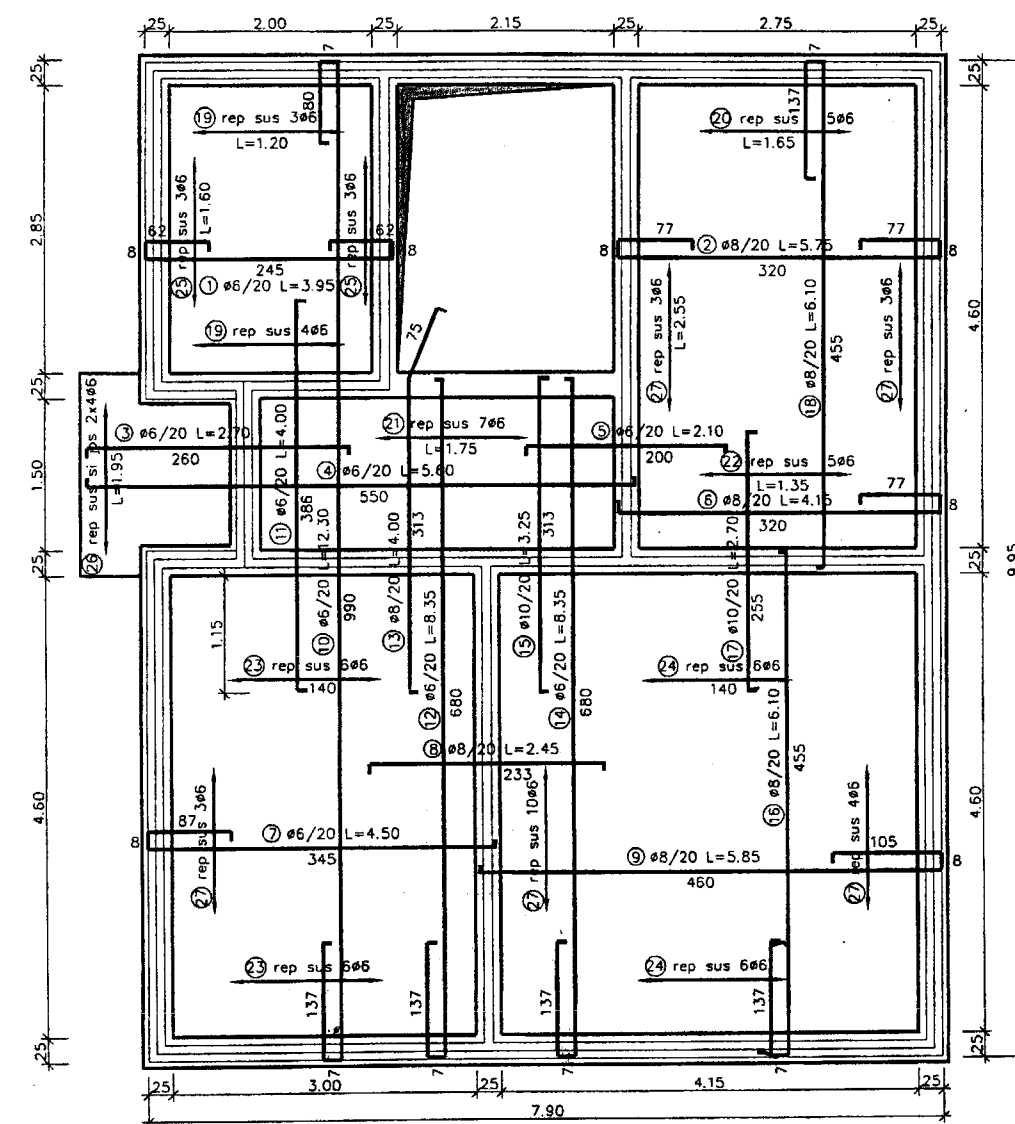


Figura 5.11 – Plan cofraj și armare placă planșeu peste parter

Tabelul 5.25

EXTRAS DE ARMATURA								
Element	Marca	ϕ	Nr. bare	Lungimea unei bare [m]	Lungimi pe ϕ			
					OB37 ϕ 6	PC52 ϕ 6 ϕ 8 ϕ 10		
PLANSEU PESTE PARTER	1	6	15	3,90		58,50		
	2	8	15	5,75			86,25	
	3	6	8	2,70		21,60		
	4	6	8	5,60		44,80		
	5	6	9	2,10		18,90		
	6	8	9	4,15			37,35	
	7	6	24	4,50		108,00		
	8	8	24	2,40			57,60	
	9	8	24	5,85			140,40	
	10	6	11	12,30		135,30		
	11	6	11	4,00		44,00		
	12	6	5	8,35		41,75		
	13	8	5	4,00			20,00	
	14	8	7	8,35			58,45	
	15	10	7	3,25				22,75
	16	8	14	6,10			85,40	
	17	10	14	2,70				37,80
	18	6	14	6,10		85,40		
	19	6	7	1,20	8,40			
	20	6	5	1,65	8,25			
	21	6	7	1,75	12,25			
	22	6	5	1,35	6,75			
	23	6	11	1,40	15,40			
	24	6	11	2,30	25,30			
	25	6	6	1,60	9,60			
	26	6	8	1,95	15,60			
	27	6	23	2,50	57,50			
Lungimi pe diametru [m]					159,05	558,25	485,5	60,6
Masa pe metru [kg/m]					0,222	0,222	0,394	0,617
Masa pe diametru [kg]					35	124	191	37
MASA TOTALA [KG]					35	353		

CAP. 6 SCĂRI DE BETON ARMAT MONOLIT

6.1 GENERALITAȚI

Scara trebuie să fie un element de construcție în care se îmbină armonios soluția funcțională și arhitecturală, cu soluția de rezistență. Materialul folosit la executarea scărilor depinde de materialul din care se execută clădirea. Trebuie însă să ținem seama de importanța scărilor în caz de evacuare forțată. Din acest punct de vedere este indicat să folosim materiale cu rezistențe mecanice și la foc ridicate.

Cel mai frecvent folosit material este betonul armat, chiar și la clădiri executate din alte materiale. Aceasta datorită avantajelor pe care le prezintă: sunt incombustibile, prezintă deformări mici, au capacitate portantă mare și posibilități variate de formă și finisare. Dintre scările de beton armat la clădirile civile cele mai întâlnite sunt scările din beton armat monolit.

Indiferent de materialul și tipul scării alese la proiectare se impune realizarea unui calcul funcțional al acesteia. Calculul funcțional al scărilor se face în conformitate cu prevederile menționate în capitolul 2.

Scările din beton armat monolit se execută prin turnarea pe loc a betonului într-un cofraj care reproduce exact forma intradosului scării.

Din punctul de vedere al execuției, treapta propriu-zisă se poate realiza:

- din beton armat, turnat odată cu placa rampei (figura 6.1a);
- din beton simplu, turnat ulterior execuției rampei (figura 6.1b);
- sub formă de placă subțire cutată, formată din trepte și contratrepte (figura 6.1c); în acest caz elementul principal de rezistență este contratreapta, care trebuie concepută și realizată ca o nervură, iar treapta este elementul secundar (placa), care reazemă pe nervură;

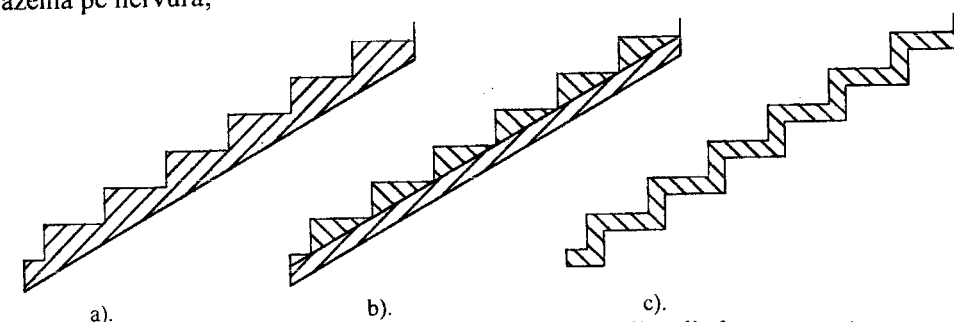


Figura 6.1 – Posibilități de execuție a scărilor din beton armat

În funcție de modul de rezolvare a structurii de rezistență se disting următoarele tipuri reprezentative de scări realizate din beton armat monolit:

- cu trepte independente sau cu rampe scoase în consolă din zidăria casei scării (figura 6.2a); din grinzi de vang amplasate central (figura 6.2b) sau dintr-un pilon central. Încadrarea trebuie asigurată pe minimum 25 cm în ziduri de cărămidă și 15 cm în ziduri de beton. Scările realizate în consolă se recomandă a se folosi până la deschideri de 1,50 m; în cazul unor lungimi mai mari se poate realiza suspendarea treptelor în consolă, cu tiranți metalici, de tavan sau de podestul imediat superior;

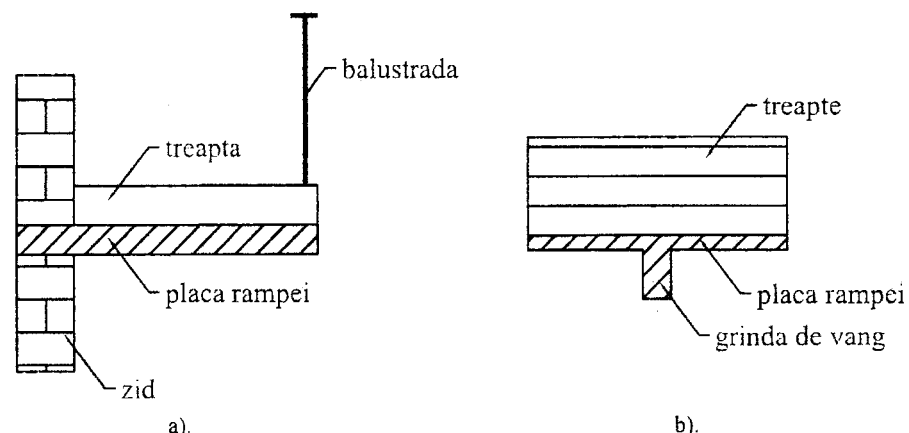


Figura 6.2 – Scări în consolă

- rezemate pe ziduri de cărămidă (figura 6.3);

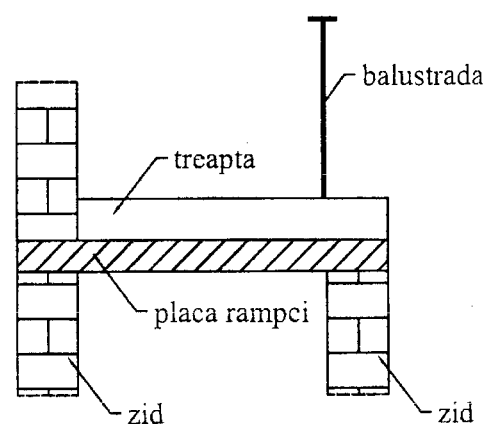
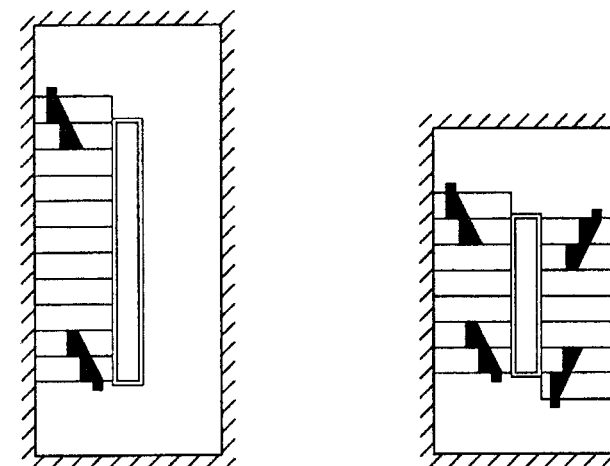


Figura 6.3 – Scară rezemată pe ziduri de cărămidă

- din plăci înclinate (rampe) și plăci orizontale (podeste), întreg ansamblul astfel format, fiind simplu rezemat sau parțial încadrat pe conturul exterior al casei scării realizat din pereți portanți sau cadre (figura 6.4); aceste scări sunt utilizate în special la clădiri civile deoarece asigură un intrados neted cu aspect estetic plăcut;



a). scară cu o singură rampă

b). scară cu două rampe

Figura 6.4 – Scări din beton armat monolit, fără grinzi

- din plăci înclinate și orizontale (respectiv rampe și podeste) rezemate simplu sau parțial încadrate în grinzi de podest sau de vang, care transmit încărcările structurii de rezistență a clădirii (figura 6.5);

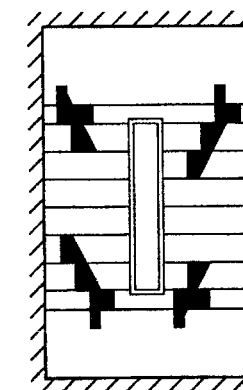


Figura 6.5 – Scară din beton armat monolit cu grinzi de podest

Dintre tipurile de scări menționate cel mai frecvent întâlnite la construcțiile de locuit sunt scările cu grinzi de podest și scările fără grinzi de podest care reazemă prin intermediul plăcii podestului.

6.2 CALCULUL SCĂRILOR

Evaluarea încărcărilor pe m^2 pentru calculul scărilor se face în mod similar cu evaluarea încărcărilor de la calculul planșeelor prezentată la cap.5. Scările se calculează la încărcarea din greutatea permanentă (placa de rezistență și treptele) și încărcarea utilă corespunzătoare. În funcție de tipul scării se vor considera scheme statice corespunzătoare.

Scara cu grindă de podest

Podestul se reazemă pe trei laturi pe pereții casei scării, iar pe a patra pe o grindă așezată sub linia de frântură la intersecția cu rampa, numită grindă de podest. Tot pe această grindă se descarcă rampa, ea fiind alcătuită dintr-o placă înclinată.

Calculul se face considerând un sistem static de grindă continuă pe direcția rampei și de grindă cu o singură deschidere pe direcția lungă a podestului (figura 6.7). În funcție de raportul laturilor, podestul se descarcă pe una sau două direcții.

Pentru simplificarea calculelor, secțiunea fâșiei de calcul se ia unitară.

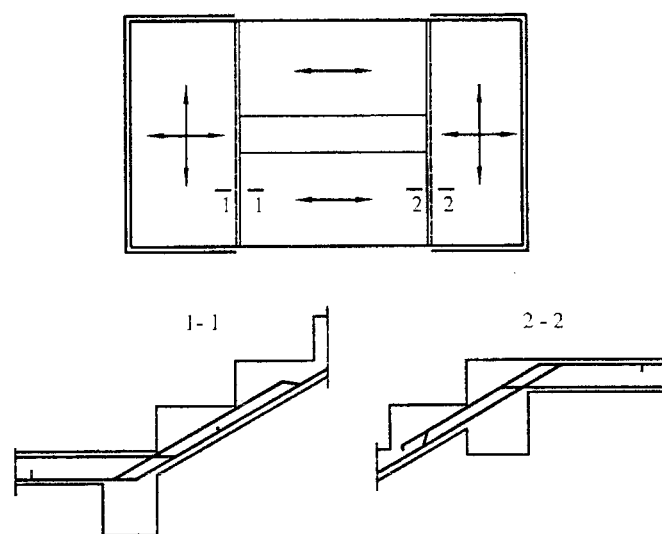


Figura 6.7 – Scară cu grinzi de podest

Placa se execută monolit și este continuă pe reazemul format de grindă. În secțiune rampa se prezintă ca o dală independentă de pereți, aceasta simplificând substanțial execuția.

Calculul ariilor de armătură și armarea scărilor se face cu respectarea tuturor prescripțiilor de alcătuire pentru plăci.

În figura 6.8 este exemplificată armarea scării la construcția prezentată în capitolul 2. În tabelul 6.1 se prezintă extrasul de armătură pentru cele două rampe ale scării.

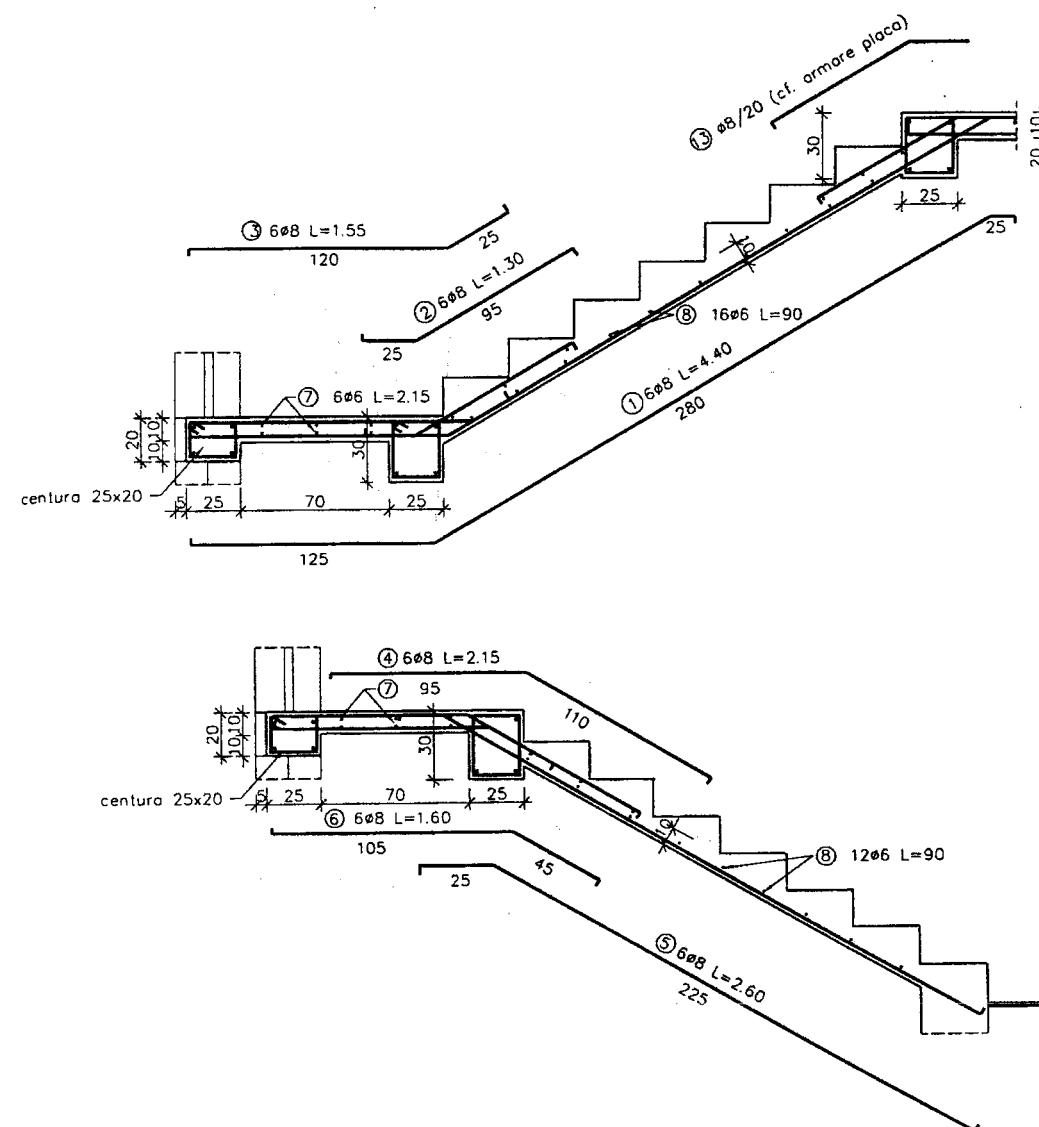


Figura 6.8 – Plan cofraj și armare scară

Tabelul 6.1

EXTRAS DE ARMATURA						
Element	Marca	ϕ	Nr. bare	Lungimea unei bare [m]	Lungimi pe ϕ	
					OB37 $\phi 6$	PC52 $\phi 8$
SCARA	1	8	6	4,40		26,40
	2	8	6	1,30		7,80
	3	8	6	1,55		9,30
	4	8	6	2,15		12,90
	5	8	6	2,60		15,60
	6	8	6	1,60		9,60
	7	6	6	2,15	12,90	
	8	6	28	0,90	25,20	
Lungimi pe diametru [m]					38,10	81,6
Masa pe metru [kg/m]					0,222	0,394
Masa pe diametru [kg]					8	32
MASA TOTALA [KG]					8	32

Calculul grinzii de podest

Grinda de podest a aceleiași scării se consideră rezemată pe pereții casei scărilor, încărcată cu o sarcină uniform distribuită provenită din greutatea ei proprie, respectiv rampa și podestul.

Se propune pentru grinda de podest o secțiune 250 x 300 mm.

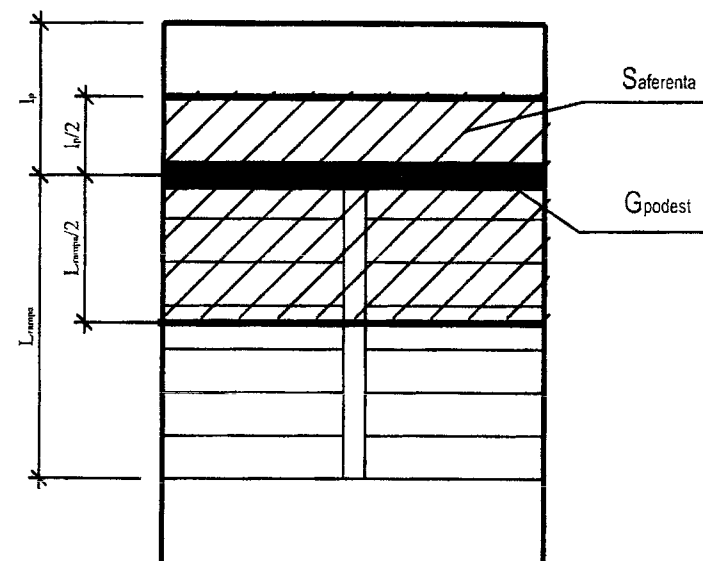


Figura 6.9 - Suprafața aferentă de pe care preia grinda încărcarea

Evaluarea încărcărilor ce acționează pe grindă:

- încărcarea permanentă din greutatea rampei rampei și podestului

$$g^c = S_{af} \times g_{rampă} = 2.15 (0.5 + 1 / \cos \alpha) \frac{510}{2.15} = 885 \text{ daN/m}$$

- încărcarea utilă

$$q^c = 2.15 \times 1.5 \times 390 = 585 \text{ daN / m}$$

- încărcarea permanentă din greutatea proprie a grinzii de podest

$$g^c = 1.1 \times 0.25 \times 0.30 \times 2500 = 206 \text{ daN/m}$$

Încărcarea uniform distribuită ce acționează pe grinda de podest este

$$g_{total}^c = 885 + 585 + 206 = 1676 \text{ daN/m}$$

Momentul maxim este la mijlocul deschiderii

$$M = \frac{g_{total}^c \cdot l^2}{8} = \frac{1676 \cdot 2.15^2}{8} = 969 \text{ daNm} = 969 \times 10^4 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{M}{b \cdot h_0^2 \cdot R_c} = 0.04 \rightarrow p = 0.18$$

$$A_a = p \frac{b h_0}{100} = 0.18 \frac{250 \cdot 275}{100} = 124 \text{ mm}^2$$

$$h_0 = h - a = 300 - 25 = 275 \text{ mm}$$

$$R_c = 12.5 \text{ N/mm}^2$$

$$A_a = 1.24 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{adică } 2 \phi 10$$

Armarea transversală se face cu etrieri din OB37 ($\phi 6 / 10$).

Verificarea la forță tăietoare:

- deoarece secțiunea grinzii este alcătuită fără armături înclinate forța tăietoare trebuie să fie preluată doar de beton și etrieri ($\phi 6 / 10 - \text{OB37}$).

$$Q_{eb} = 2 \sqrt{b h_0^2 p m_i R_c q_e - n A_e m_{at} R_a} = \sqrt{250 \times 275^2 \sqrt{0.45 \times 1 \times 95.1} - 95.1 \times 100} = 59948 \text{ N} = 5995 \text{ daN}$$

$$q_e = \frac{n A_e m_{at} R_a}{a_e} = \frac{2 \times 28.3 \times 0.8 \times 210}{100} = 95.1$$

Forța tăietoare maximă este pe reazem

$$Q_{max} = 1676 \times 2.15 / 2 = 1801 \text{ daN}$$

$$Q_{eb} = 5995 \text{ daN} > Q_{max} = 1801 \text{ daN}$$

În figura 6.10 și în tabelul 6.2 sunt date planul de cofraj respectiv extrasul de armătură pentru cele două grinzi de podest identice ale scării.

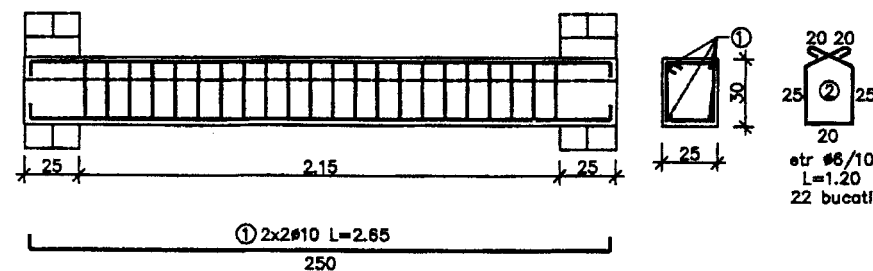


Figura 6.10 – Plan cofraj și armare grindă de podest – 2 bucăți

Tabelul 6.2

EXTRAS DE ARMATURA							
Element	Marca	ϕ	Nr. bare		Lungimea unei bare [m]	Lungimi pe ϕ	
			Intr-un el.	In toate el.		OB37 $\phi 6$	PC52 $\phi 10$
GRINDA DE PODEST	1	10	4	8	2.65		21.20
	2	6	22	44	1.20	52.80	
Lungimi pe diametru [m]						52.80	21.2
Masa pe metru [kg/m]						0.222	0.614
Masa pe diametru [kg]						12	13
MASA TOTALA [KG]						12	13

Rezistențele caracteristice și valorile de bază ale rezistențelor de calcul ale betonului sunt prezentate în tabelul 6.3.

Tabelul 6.3

Tipul rezistenței		Simbol	Clasa de beton								
			C4/5 (Bc5)	C6/7,5 (Bc7,5)	C8/10 (Bc10)	C12/15 (Bc15)	C16/20 (Bc20)	C20/25 (Bc25)	C25/30 (Bc30)	C28/35 (Bc35)	
Rezistențele caracteristice ale betonului, N/mm ²											
Întindere	Compresiune		R _{ck}	4,5	6,4	8,5	12,5	16,6	20,5	24,3	28,0
	Beton obișnuit		R _{tk}	-	0,76	0,92	1,19	1,43	1,65	1,86	2,03
	Beton cu agregate ușoare cu subcateg. de densitate	1,6		-	0,59	0,72	0,93	-	-	-	-
		1,7...1,8		-	0,64	0,77	1,00	1,20	1,38	1,56	-
		1,9...2,0		-	-	-	-	1,23	1,42	1,59	1,74
Rezistențele de calcul ale betonului, valori de bază, N/mm ²											
Întindere	Compresiune		R _c	3,2	4,7	6,5	9,5	12,5	15,0	18,0	20,5
	Beton obișnuit		R _{st}	-	0,50	0,60	0,80	0,95	1,1	1,25	1,35
	Beton cu agregate ușoare cu subcateg. de densitate	1,6		-	0,40	0,50	0,65	-	-	-	-
		1,7...1,8		-	0,45	0,55	0,70	0,80	0,90	1,00	-
		1,9...2,0		-	-	-	-	0,85	0,95	1,05	1,10
Echivalarea dintre clasele și mărcile de beton			B 75	B 100	B 150	B 200	B 250	B 350	B 400	B 450	

Valorile sunt rezultatul multiplicării cu un coeficient suplimentar egal cu 0.95

CAP 7. ALCĂTUIREA STRUCTURILOR DIN ZIDĂRIE

7.1 PREVEDERI GENERALE DE ALCĂTUIRE

În prezentul capitol sunt date prevederile generale de alcătuire a structurilor din zidărie portantă din cărămizi pline și cărămizi și blocuri ceramice cu goluri. Deasemenea este prezentat calculul structurilor din zidărie portantă la sarcini gravitaționale conform normativelor în vigoare [26], [54].

Având în vedere performanțele slabe la acțiuni seismice ale structurilor din zidărie nearmată, domeniul de aplicabilitate al acestora se limitează la construcții cu regim de înălțime redus, amplasate în zone cu intensitate seismică redusă (maxim P+1E în zona seismică de calcul C atunci când plansele se comportă ca o șaibă rigidă și maxim construcții P în cazul în care plansele nu realizează șaiba rigidă).

În zonele seismice de calcul A și B este interzisă realizarea de construcții din zidărie nearmată (simplă).

Clădirile cu pereți structurali din zidărie nearmată sunt acelea la care pereții nu sunt întăriți cu stâlpișori din beton armat monolit sau cu armături dispuse în masa zidăriei sub diferite alcătuiri.

Pentru utilizarea structurilor din zidărie în zonele seismice A și B este necesară întărirea pereților cu stâlpișori din beton armat (zidărie complexă) sau armarea zidăriei în rosturi orizontale (zidărie armată).

În acest caz se poate merge până la construcții cu 5 nivele în zona F, 3 nivele în zonele C, D și F respectiv maxim 2 nivele în zonele A și B.

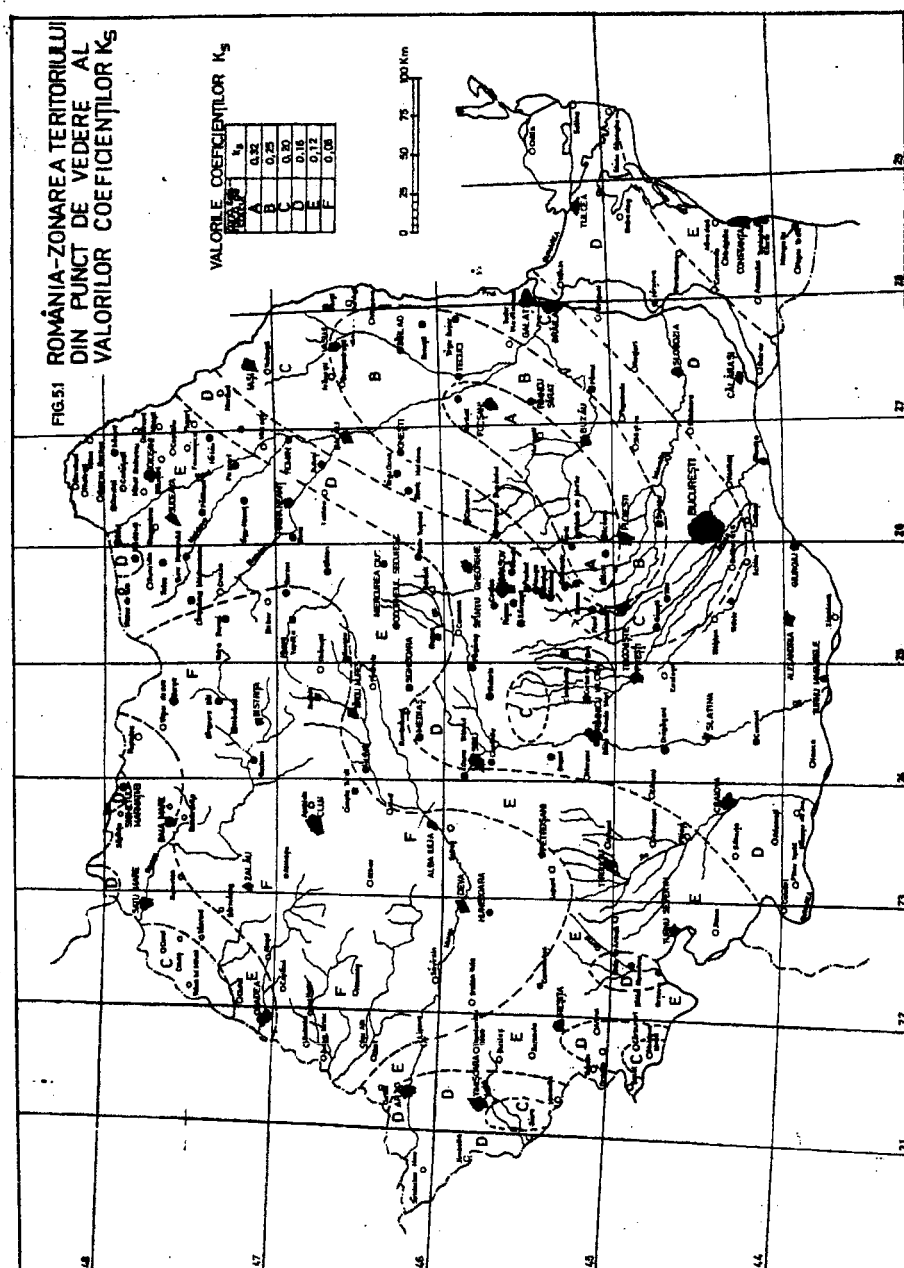
Împărțirea teritoriului României în zone seismice de calcul din punct de vedere a valorii coeficienților k_s , este dată în figura 7.1 [28].

Înălțimea clădirii se consideră de la nivelul superior al soclului, respectiv al planșei peste subsol până la nivelul superior al planșei peste ultimul nivel.

În cazul în care nivelul planșei peste subsol depășește cu 1,50 m nivelul trotuarului, subsolul se numără ca nivel. În cazul terenului în pantă se consideră înălțimea medie dintre trotuar și planșea subsolului.

În cazurile în care ultimul nivel are o înălțime mai mică de 3 m și acoperă mai puțin de 25 % din suprafața construită, aceasta nu se numără ca nivel și nu se consideră la stabilirea înălțimii clădirii.

În afară de pereții structurali care au rol portant (gravitațional) cât și antiseismic sistemul structural poate include și stâlpi numai cu rol portant. În toate cazurile este obligatorie dispunerea centurilor de beton armat monolit. Plansele acestor clădiri trebuie realizate din beton armat monolit sau din elemente prefabricate monolitizate, pentru realizarea efectului de diafragmă pe fiecare nivel al clădirii.

Fig. 7.1 - România - zona teritoriului din punct de vedere al valorilor coeficienților k_s **Material utilizat**

În piesele scrise și desenate ale proiectului de execuție se vor preciza următoarele caracteristici ale materialelor prevăzute pentru executarea zidăriei și a elementelor de beton armat înglobate:

- tipul, calitatea și marca cărămizilor sau blocurilor;
- tipul și marca mortarului și eventualii aditivi ce se vor utiliza;
- tipul și marca oțelului beton.

În tabelul următor (7.1) sunt date principalele tipuri de cărămizi utilizate la pereții structurali din zidărie:

Tabelul 7.1

Nr. crt	Material STAS	Format	Domeniul de utilizare			
			Zidărie nearmată		Zidărie armată sau complexă	
			Zona seismică de calcul	Înălțimea clădirii	Zona seismică de calcul	Înălțimea clădirii
1	Cărămizi pline STAS 457 - 86	240 x 115 x 63	Fără restricții			
2	Cărămizi și blocuri ceramice cu goluri verticale STAS 5185/2 - 86	290 x 140 x 88 290 x 240 x 138 365 x 180 x 138	Fără restricții			
		240 x 115 x 88 290 x 240 x 188	E F	≤ 6 ≤ 15	A, B C, D E, F	≤ 6 ≤ 9 ≤ 15
		240x115x138 290x140x138	C,D,E F	≤ 12 ≤ 6	C, D E F	≤ 6 ≤ 9 ≤ 12

Cărămizile și blocurile ceramice din tabelul 7.2 trebuie să îndeplinească condițiile prevăzute în standardele respective indicate în același tabel.

Pentru utilizarea cărămizilor și blocurilor ceramice la zidăriile portante ale clădirilor trebuie să se respecte raportul de țesere la punerea în operă.

Raportul de țesere se exprimă prin raportul dintre lungimea de suprapunere a două cărămizi sau blocuri (l) și înălțimea cărămizii (h) figura 7.2. Valoarea recomandată a acestui raport este:

$$l/h \geq 0,8 \quad (7.1)$$

iar valoarea minimă:

$$l/h = 0,4 \quad (7.2)$$

Lungimea de suprapunere va fi cel puțin 1/4 din lungimea cărămizii sau blocului.

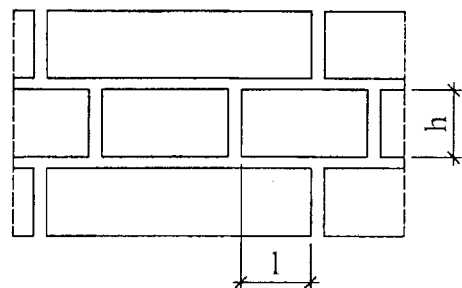


Fig. 7.2 – Raportul de țesere a cărămizilor sau blocurilor

Tipul de cărămidă sau bloc se alege în funcție de condițiile de rezistență și stabilitate, de gradul de protecție antiseismică, de gradul de protecție termică, de economisirea combustibilului în exploatare, reducerea manoperei pe șantier, consumului de ciment, reducerea greutateii construcției, etc.

Mărcile cărămizilor și mortarelor pentru structurile din zidărie se vor alege astfel încât să fie satisfăcute condițiile de rezistență și stabilitate ale elementelor structurale.

Mărcile minime de cărămidă sau de blocuri ceramice și de mortar pentru structurile de zidărie portantă pentru zonele seismice de calcul în funcție de înălțimea clădirilor sunt date în tabelul 7.2.

Tabelul 7.2

Nr. crt	Înălțimea clădirii H (m)	Număr maxim de niveluri (n)	Mărci minime de cărămizi și mortar în funcție de zona seismică de calcul					
			A, B (zid complexă sau armată)		C, D, E		F	
			Marca cărămidă	Marca mortar	Marca cărămidă	Marca mortar	Marca cărămidă	Marca mortar
1	H < 3,5	1	75	50	50	10	50	10
2	3,5...H...6	2	100	50	75	25	75	25
3	6...H...15	5	-	-	100	50	100	25

Tipurile și mărcile de armătură ce se vor utiliza la armătura zidăriei vor fi următoarele:

- pentru armături de rezistență: oțel beton OB 37 și PC 52
- pentru armături constructive, care nu rezultă printr-un calcul de rezistență; oțel beton OB 37 și OB 30

În elementele din beton armat înglobate în zidărie (centuri, buiandrugi, stâlpișori) se va utiliza beton de marcă minimă C8/10.

Armăturile de rezistență, determinate pe bază de calcul din elementele de beton armat vor fi din oțel beton OB 37, PC 52 și PC 60, iar cele constructive din oțel beton OB 37.

Principii de alcătuire a structurilor de rezistență din zidărie

Structurile din zidărie portantă trebuie concepute ca sisteme spațiale, alcătuite din pereți dispuși de regulă, după două direcții ortogonale și diafragme (șaibe) orizontale realizate de planșeele clădirilor.

Se vor alege de preferință construcții cu forme în plan regulate, compacte și simetrice din punctul de vedere al distribuției în plan a maselor, rigidităților și capacităților de rezistență ale elementelor structurale în vederea limitării efectelor defavorabile de torsiune generală provocate de acțiunea seismică.

În vederea obținerii unei comportări corespunzătoare a structurilor sub acțiunea seismică se va urmări asigurarea unei variații cât mai uniforme pe verticală a rigidităților și capacităților de rezistență atât a ansamblului structurii cât și a elementelor structurale componente. Se vor evita alcătuirii structurale cu rigidități și capacități de rezistență mai reduse la un nivel inferior față de cele superioare.

Alcătuirea planșeelor va asigura de regulă realizarea unor șaibe (diafragme) orizontale cât mai rigide pentru asigurarea conlucrării spațiale a elementelor structurale sub acțiunea sarcinilor seismice.

În vederea asigurării rigidității planșeelor în planul lor, legătura planșeelor cu pereții structurali se va realiza prin centuri de beton armat.

Planșeele de beton armat monolit sunt cele mai indicate pentru structurile din zidărie portantă amplasate în zone seismice.

În cazul în care alcătuirea constructivă a planșeelor nu conduce la realizarea unor șaibe orizontale rigide, repartitia sarcinilor orizontale seismice la elementele verticale structurale se va face ținând seama de deformabilitatea planșeelor.

Infrastructura va fi alcătuită astfel încât să formeze un sistem rigid, capabil să transmită la teren încărcările gravitaționale ale clădirii și să reziste la solicitările provenite din mișcările seismice ale terenului.

Capacitatea de rezistență a elementelor structurale din zidărie se poate spori după necesități prin:

- prevederea de materiale (cărămidă sau bloc și mortare) de mărci superioare;
 - îngroșarea unor pereți structurali în limite raționale;
 - înglobarea în zidărie a unor elemente de beton armat monolit, verticale și orizontale (stâlpișori și centuri), solidarizate cu zidăria;
 - armarea zidăriei.
- Funcție de rolul pe care îl îndeplinesc în clădire pereții din zidărie pot fi:
- pereți structurali portanți cu rolul de a prelua sarcini verticale și orizontale;
 - pereți structurali de contravântuire cu rolul de a prelua sarcinile orizontale și greutatea lor proprie;
 - pereți nestructurali ce îndeplinesc numai un rol de compartimentare a volumului clădirii; greutatea lor este preluată prin intermediul planșeelor, de pereții structurali portanți.

În cadrul fiecărei categorii de mai sus vor fi preferate structurile având pereți structurali portanți pe ambele direcții ortogonale ale clădirii.

7.2 ALCĂTUIREA PEREȚILOR PORTANȚI DIN ZIDĂRIE

Grosimea pereților portanți, interiori și exteriori, se va determina prin calcul din condiții de rezistență și stabilitate. Grosimea minimă a pereților portanți va fi de o cărămidă sau un bloc de 24 cm.

Grosimea pereților portanți va trebui să corespundă și condițiilor de izolare termică și evitare a formării condensului determinate funcție de zona climatică în care se amplasează construcția, izolare fonică și prevenire a incendiilor și a efectelor acestora.

În cazul în care grosimea pereților dimensionată în condiții de rezistență și stabilitate nu satisface condițiile de mai sus, proiectantul poate prevedea: mărirea grosimii pereților sau adoptarea unor soluții constructive utilizând pereți portanți din cărămidă în combinație cu materiale eficiente izolante termice, fonice, etc.

Se admite prevederea unui număr redus de pereți portanți cu grosimea de 1/2 cărămidă (14 sau 12,5 cm), având lungimea de max. 5,40 m la clădiri:

- zonele seismice E și F;
- cu maximum 2 niveluri sau la ultimele două niveluri ale clădirilor mai înalte;
- cu înălțimea nivelului de maxim 2,75 m;
- având deschiderea planșeului aferent zidului respectiv de maximum 3,60 m;
- cu planșee din beton armat monolit sau din panouri prefabricate rezemate pe contur.

Înălțimea de nivel definită ca dimensiunea structurală între două planșee nu va depăși de 16 ori grosimea peretelui, cu excepția pereților de 1/2 cărămidă și a celor rigidizați prin stâlpișori și centuri intermediare din beton armat.

Nu se admite ca golurile pentru coșuri să micșoreze grosimea pereților și se va evita amplasarea coșurilor în pereții exteriori.

Pereți de contravântuire

Pereții de contravântuire vor respecta condițiile privind grosimea în mod identic cu cei portanți.

Pereții de contravântuire trebuie să fie plani și coplanari pe toată înălțimea construcției.

La clădirile de tip bară cu pereți de contravântuire transversali, se va urmări ca aceștia să lege între ele fațadele opuse.

De regulă, nu se admit pereți în formă de lamă, cu capetele nerigidizate de pereți structurali dispuși perpendicular pe ei. Se admite ca rigidizarea capetelor să se facă cu stâlpișori din beton armat legați de planșee direct sau prin centuri din beton armat.

Pereții de contravântuire se vor executa concomitent cu pereții portanți ortogonali, asigurându-se legătura între pereți prin țesere sau prin stâlpișori de beton armat înglobați în zidărie.

Goluri în pereți

Golurile mari (pentru ferestre, uși, etc) din pereții structurali se vor amplasa și dimensiona astfel ca plinurile dintre ele să satisfacă condițiile necesare de rezistență și stabilitate sub acțiunea încărcărilor verticale și orizontale.

Amplasarea golurilor în pereții structurali din zidărie se va face respectând dimensiunile minime ale plinurilor de zidărie indicate în tabelul 7.3

Tabelul 7.3

Nr crt	Caracteristica geometrică și poziția plinului	Poziția peretelui	U.M.	Mărimea în funcție de zona seismică de calcul a construcției				
				A, B	D, C	E	F	
				<6m	<6m	<16m	<6m	6-15m
1.	Aria plinurilor pereților în secțiune orizontală pe fiecare din cele 2 direcții principale în raport cu aria construită a construcției. (valori orientative)	exterior + interior	%	7,0	5,0	3,5	2,5	3,5
2.	Suma lăților plinurilor de zidărie raportată la lungimea totală a peretelui respectiv	exterior interior	% %	55 80	50 75	45 70	40 65	45 70
3.	Lățimea plinurilor de zidărie simplă - la colț (a) - intermediar (b)	exterior exterior	m m	1,5 1,5	1,50 1,25	1,20 1,00	0,90 0,75	1,20 1,00
4.	Lățimea plinurilor de zidărie simplă la margine și intermediar	interior	m	1,5	1,25 sau 1/2h _g ol	1,00	0,75	1,00

Valorile date în procente în tabelul 7.3 se determină conform fig. 7.3 și 7.4

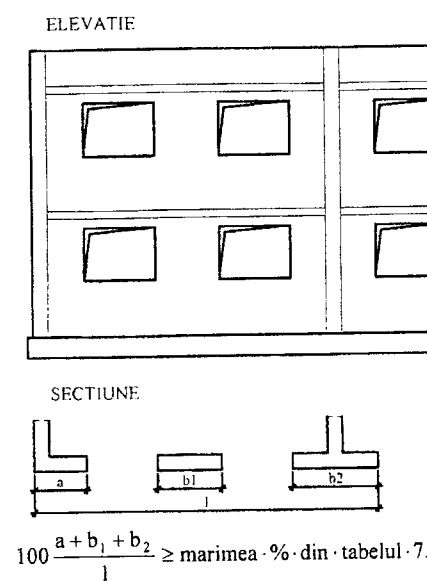


Fig. 7.3 - Goluri în pereți exteriori

Se va urmări ca dimensionarea plinurilor de zidărie să fie egale cu un multiplu al lungimii cărămizii sau blocului, dar minimum de 3 ori lungimea cărămizii sau blocului.

În cazul în care nu este posibilă respectarea dimensiunilor plinurilor de zidărie din tabelul 7.3, se admite ca plinul de zidărie (șpaletul) să fie întărit prin plasarea unui stâlpișor din beton armat înglobat în zidărie sau șpaletul să fie înlocuit cu un stâlp din beton armat.

În legătură cu golurile din pereții structurali se mai recomandă: amplasarea lor în pereții mai puțin încărcăți, evitarea amplasării lor în pereții mai mult încărcăți și poziționarea suprapusă pe verticală a golurilor, care de regulă, vor avea aceeași lățime.

Întărirea pereților structurali din zidărie

Comportarea pereților structurali din zidărie supuși la acțiunea combinată a sarcinilor verticale (gravitaționale) și orizontale (vânt, seismice) poate fi îmbunătățită prin înglobarea în zidărie de:

- stâlpișori din beton armat;
- centuri din beton armat;
- armături distribuite în rosturile orizontale de zidărie și asigurarea conlucrării acestora cu zidăria.

Stâlpișorii se prevăd pentru sporirea capacității portante și a stabilității pereților la încărcări verticale și deopotrivă pentru sporirea capacității portante a

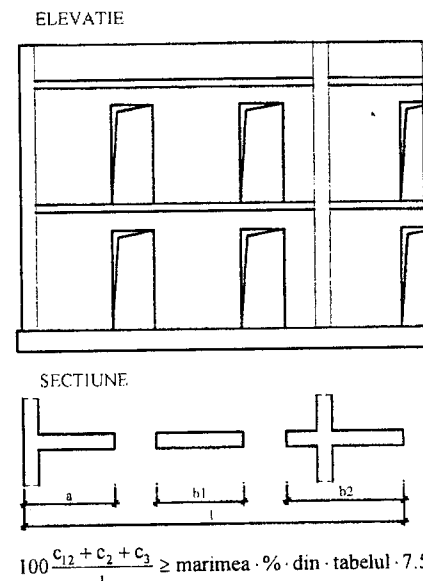


Fig. 7.4 - Goluri în pereți interiori

pereților structurali la acțiunea combinată a sarcinilor verticale (gravitaționale) și orizontale (vânt, seism).

Disponerea stâlpișorilor pentru sporirea capacității portante și a stabilității pereților la încărcări verticale se face în pereții structurali cu încărcări mari, a căror grosime nu poate fi mărită din motive tehnice, funcționale sau economice și în plinurile de zidărie care nu respectă dimensiunile minime din tabelul 7.3.

Deasemenea se dispun pentru rigidizarea pereților înalți formând împreună cu centurile intermediare o rețea astfel încât suprafața de zidărie încadrată să nu depășească următoarele valori:

- 24 mp pentru zona seismică de calcul F;
- 18 mp pentru zona seismică de calcul E;
- 12 mp pentru zona seismică de calcul A - D.

Pentru sporirea capacității portante la acțiunea combinată a sarcinilor verticale și orizontale se întăresc pereții cu stâlpișori și centuri de beton armat, obținându-se practic panouri de zidărie înrămată pe contur. Efectele avantajoase a înrămării zidăriei se obțin la panouri cu raportul dintre lungime și lățime cuprinse între 1,0...2,0.

Poziția stâlpișorilor rezultă dintr-un calcul de rezistență a pereților sub acțiunea sarcinilor verticale și orizontale. În tabelul 7.4 sunt date regulile de poziționare stâlpișorilor.

Tabelul 7.4

Nr crt	Poziție stâlpișor	Motivare	Înălțimea de dispunere	Zona seismică de calcul a construcției										
				A, B		C, D		E		F				
				Înălțimea în m/numărul maxim de niveluri										
				6	6-9	6	6-9	9-15	6	6-9	9-15	6	6-9	9-15
				2	3	2	3	4	2	3	5	2	3	5
1.	La colțuri și intrânduri pe pereții exteriori.	Constructiv pentru preluarea forței tăietoare	Pe toată înălțimea clădirii	x	x	-	x	x	-	x	x	-	-	-
2.	La capetele diafragmelor de zidărie	Constructiv sau prin calcul pentru preluarea întinderilor din compresiune excentrică sau din forță tăietoare.	Pe toată înălțimea clădirii sau la nivelurile la care rezultă necesare din calcul	x	x	-	x	x	-	x	x	-	-	-
3.	În câmpul pereților plini și la încadrarea golurilor de uși	Prin calcul pentru preluarea forței tăietoare și a întinderilor din compresiune excentrică.	La nivelurile la care rezultă necesare din calcul	x	x	-	x	x	-	-	x	-	-	-
4.	La intersecții și ramificații de pereți	Constructiv și prin calcul	Pe toată înălțimea	-	x	-	x	x	-	-	-	-	-	-

Alcătuirea stâlpișorilor din beton armat:

Dimensiunile secțiunii stâlpișorilor vor fi corelate cu grosimile pereților structurali astfel încât stâlpișorii nu vor depăși grosimea pereților dar vor fi minim 20cm.

Aria secțiunii transversale nu va depăși 900 cm^2 . La turnarea stâlpișorilor se va utiliza în general beton de marcă C12/15.

Stâlpișorii din pereți structurali exteriori vor fi izolați termic prin placarea lor la exterior cu materiale termoizolante, în scopul evitării punților termice.

Pentru realizarea conlucrării stâlpișorilor din beton armat cu zidăria adiacentă se iau măsuri de dispunere a unor bare sau plase de oțel în rosturile orizontale ale zidăriei și deasemenea se prevăd pene de beton prin executarea zidăriei în ștrepi:

În figurile următoare (7.5; 7.6) sunt prezentate principiile de realizare a solidarizării stâlpișorilor cu zidăria și detalii caracteristice de realizare a stâlpișorilor de beton armat:

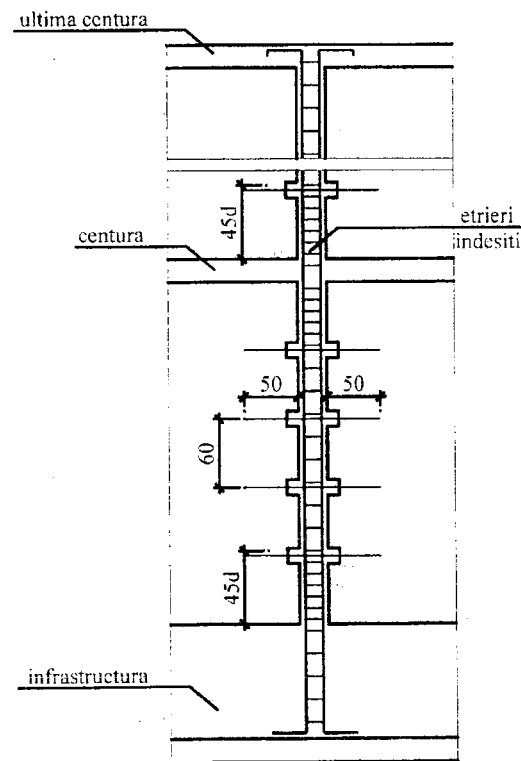


Fig. 7.5 – Solidarizarea stâlpișorilor cu zidăria – elevație

Armarea longitudinală a stâlpișorilor se face de regulă cu bare din oțel PC52 rezultate din calculele de rezistență.

Dacă aria de armătură rezultată din calculul de rezistență este sub procentul minim de armare se adoptă o armare constructivă minimă cu $4\phi 10$ PC52 sau cu $4\phi 12$ OB37. Procentul de armare nu va depăși 1,2 % din secțiunea de beton a stâlpișorilor.

Etrierii vor fi prevăzuți în mod curent din bare de oțel OB37 $\phi 6 \text{ mm}/20 \text{ cm}$, înșesiti la 10cm în zonele de înădăire a barelor longitudinale, precum și la partea superioară a stâlpișorilor, sub centură, pe o lungime de minim 50cm.

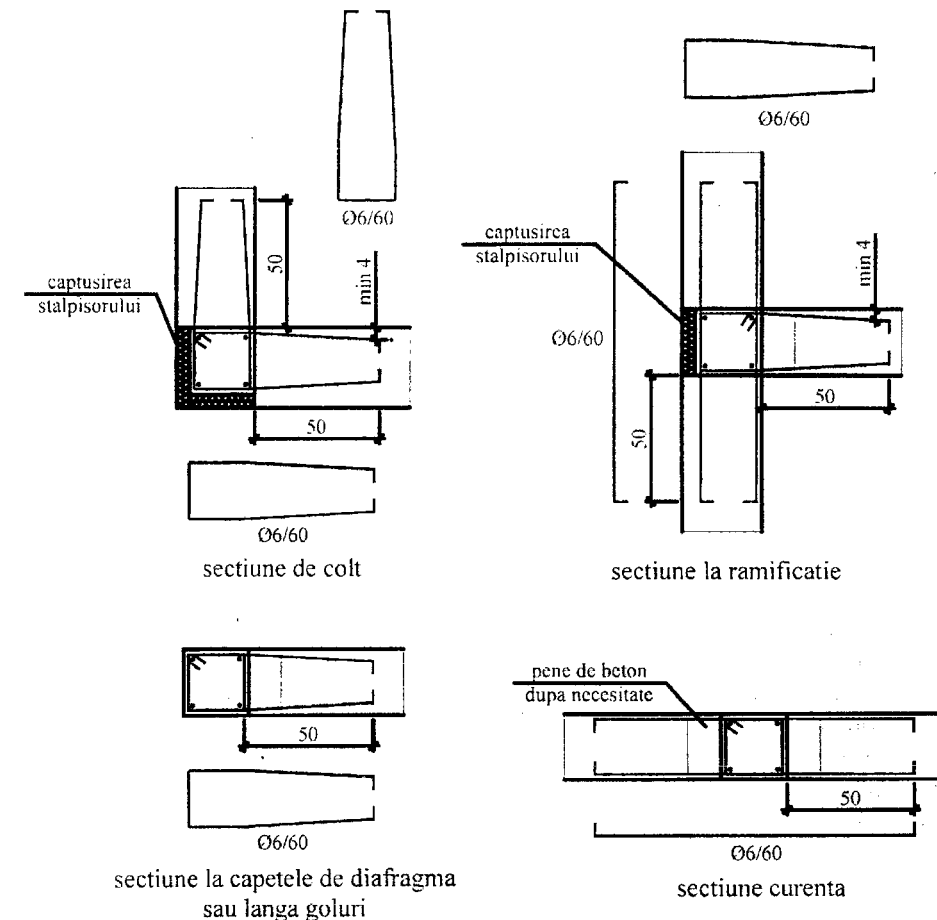


Fig. 7.6 – Solidarizarea stâlpișorilor cu zidăria - detalii

La construcțiile situate în zona seismică de calcul E sau mai defavorabil, înădăirea barelor longitudinale întinse se va face prin suprapunerea pe o lungime minimă egală cu 40 de diametre. Ancorarea barelor în centura ultimului nivel se va face pe o lungime de 20 de diametre. Barele din oțel beton OB37 vor fi terminate cu

ciocuri în mod obligatoriu. Deasemenea nu se vor înnați prin suprapunere în aceeași secțiune mai mult de 50% din barele întinse.

Barele sau plasele de oțel dispuse în rosturile orizontale ale zidăriei vor fi minimum $\varnothing 6$ mm/60cm, pătrunzând 50cm în zidărie sau până la marginea golului când distanța de la stâlpișor la gol este mai mică de 50cm.

Penele de beton se obțin prin practicarea ștrepilor în zidărie realizându-se astfel o conlucrare mai bună între stâlpișor și zidărie. Un detaliu de realizare a ștrepilor este prezentat în figura 7.7:

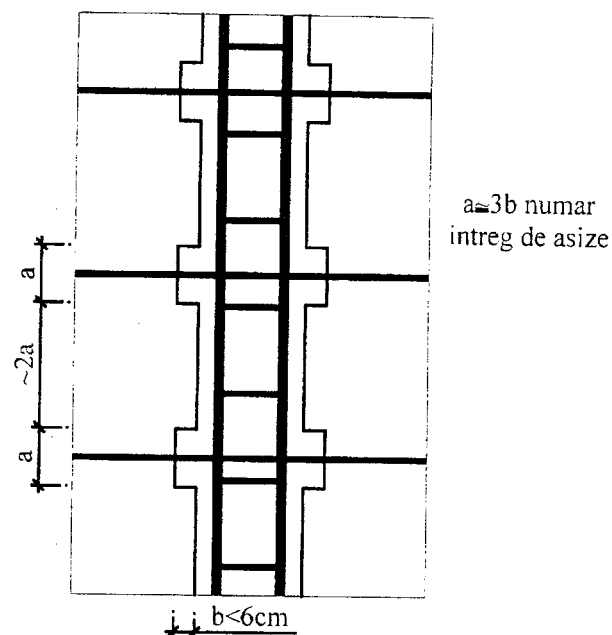


Fig. 7.7 - Detaliu realizare pene de beton.

La nivelul planșelor, stâlpișorii vor fi legați monolit cu centurile din beton armat. În cazul în care stâlpișorii preiau eforturi de întindere datorită acțiunii seismice aceștia vor fi ancorați în infrastructură pe distanța de minim 1,00m.

La construcțiile cu subsol în cazul în care se prevăd centuri atât la partea superioară cât și la partea inferioară a pereților subsolului, stâlpișorii se vor prelungi până la nivelul centurii inferioare. În cazul în care stâlpișorii transmit numai eforturi de compresiune armătura se poate ancora numai în centura prevăzută la nivelul planșeului parterului.

Centurile de beton armat de la nivelul planșelor se vor prevedea în mod obligatoriu în pereții structurali din zidărie la nivelul fiecărui planșeu al clădirii. Ele vor alcătui o rețea închisă și continuă pe toată suprafața nivelelor construcției.

Centurile trebuie să asigure:

- transmiterea directă a sarcinilor gravitaționale din planșeele clădirii la pereții structurali și de la nivelurile superioare la cele inferioare ale acestora;
- transmiterea forțelor de inerție (ce apar la nivelul planșeelor ca răspuns al clădirii la mișcările seismice) la pereții structurali;
- preluarea eforturilor de întindere ce apar în pereții structurali sub acțiunea sarcinilor orizontale seismice, efectul tasărilor neuniforme sau al variațiilor de temperatură.

De asemenea, prin conlucrarea cu planșeele clădirii, centurile participă la preluarea eforturilor de întindere sau compresiune ce apar în șaiba orizontală, formată de planșee, solicitată în planul ei de forțe de inerție seismice.

Lățimea centurilor va fi de regulă egală cu grosimea peretelui structural pe care îl întărește (min. 24 cm), iar înălțimea lor va fi mai mare decât grosimea planșeului.

În cazul planșeelor monolite înălțimea minimă a centurii va fi de 20 cm (fig. 7.8a).

În cazul clădirilor cu max 2 niveluri proiectate pentru zona F de calcul și a celor cu 1 nivel pentru zona E, se admite prevederea de centuri cu înălțimea egală cu grosimea planșeelor (fig. 7.8b).

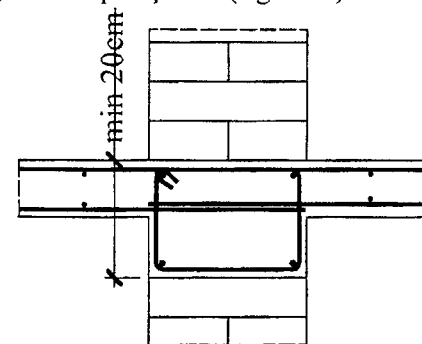


Fig. 7.8a - Centură la perete interior

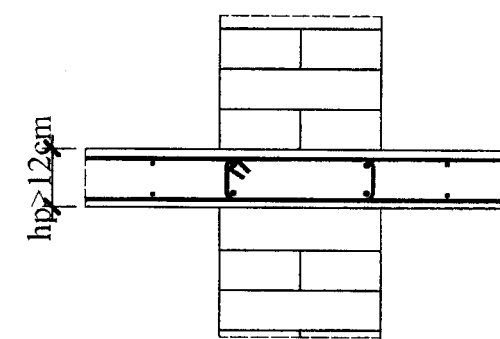


Fig. 7.8b - Centură cu înălțimea egală cu grosimea planșeului

Centurile prevăzute în pereții exteriori vor fi protejate termic, spre exterior, pentru a nu crea punți termice (fig. 7.9).

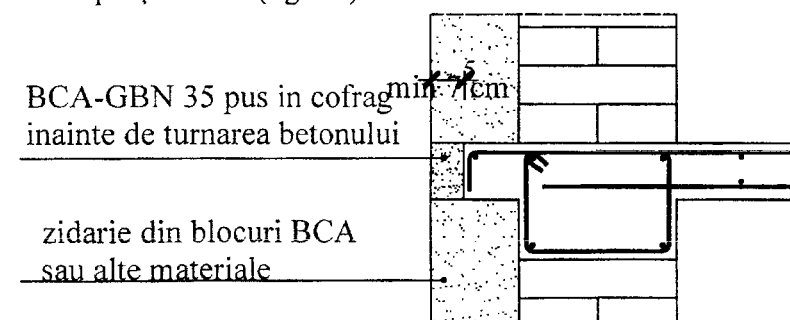


Fig. 7.9 - Centură la perete exterior

Armarea longitudinală a centurilor prevăzută în pereții structurali interiori se va face de regulă cu bare din oțel PC 52 sau PC 60 rezultate din calculele de rezistență; aria minimă de armătură va fi prevăzută conform valorilor din tabelul 7.5.

În cazul în care pentru toate centurile unui nivel, ariile de armătură rezultă din calcul mai mici decât valorile din tabelul 7.5, armarea centurilor la nivelul respectiv se va face constructiv cu bare din oțel OB 37 cu ariile minime corespunzătoare prevăzute în tabel.

Tabelul 7.5

Înălțimea clădirii	Numărul maxim nivele	Aria minimă de armături pentru gradul de protecție antisismică - cm ²			
		A, B	C, D	E	F
< 3,5	1	3,50 (4,50)	2,50 (3,50)	2,00 (3,00)	2,00 (3,00)
3,5...6,0	2	5,50 (6,50)	3,50 (4,50)		
6,0...15	5	-	4,5 (5,5)	2,50 (3,50)	

Valorile din paranteze reprezintă arii minime de armătură pentru armarea constructivă a centurilor cu bare din oțel OB37. Pentru clădirile cu 2 niveluri din zona A de calcul antisismic, armarea minimă va fi de 4,50 cm² oțel PC52 sau PC60, sau 5,50 cm² oțel OB37.

Diametrul minim al barelor ce se vor utiliza în centuri: $\varnothing 8$ pentru bare din PC52 și PC60 și $\varnothing 10$ pentru cele din OB37.

Secțiunea armăturilor longitudinale a centurilor marginale (prevăzute pe pereți structurali de pe conturul clădirii) va fi cu 20 % mai mare decât cea a centurilor interioare.

În cazul planșelor monolite, se admite să fie considerată ca armătură din centuri și armatura continuă și paralelă cu aceasta situată în planșeu în zonele indicate în figura 7.10, cu condiția ca cel puțin 50% din secțiunea minimă de armătură să fie asigurată de barele din centura propriu zisă.

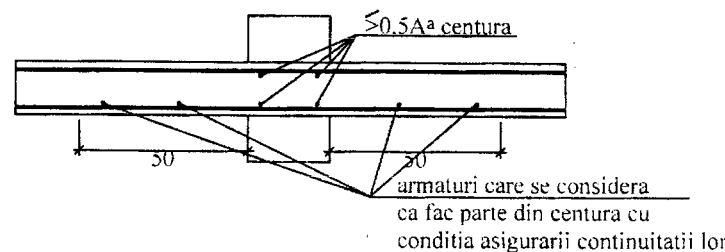


Fig. 7.10 - Armăturile din centură la planșee monolite

Continuitatea barelor din planșeu considerate ca armătură de centură trebuie să fie asigurată prin suprapunere în cazul planșeelor monolit. Barele din centuri vor fi înădite prin suprapunere pe o lungime de 40 diametre și legate. În aceeași secțiune se

vor înădi cel mult 50 % din bare, distanța dintre zonele de înădire fiind de minimum 1 m (figura 7.11).

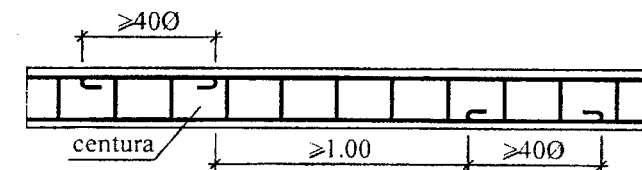


Fig. 7.11 - Înădirea barelor longitudinale din centuri

Barele longitudinale vor fi ancorate la intersecții pe o lungime de 40 diametre dincolo de marginea centurii în care se ancorează (figura 7.12).

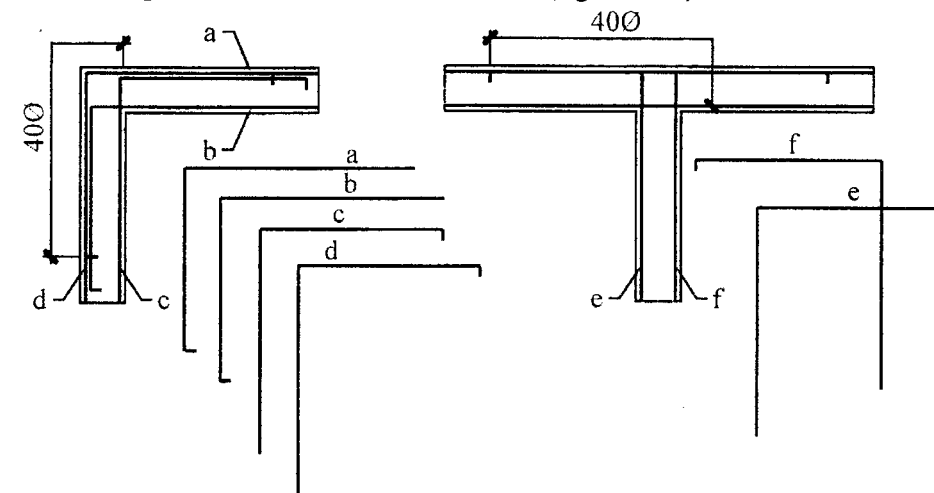


Fig. 7.12 - Ancorarea barelor în centuri la intersecții

În cazul excepțional în care secțiunea de beton a centurii este micșorată în anumite zone datorită unor goluri (de exemplu pentru trecerea unor conducte de instalații), continuitatea armăturilor întrerupte se va asigura prin bare suplimentare (figura 7.13).

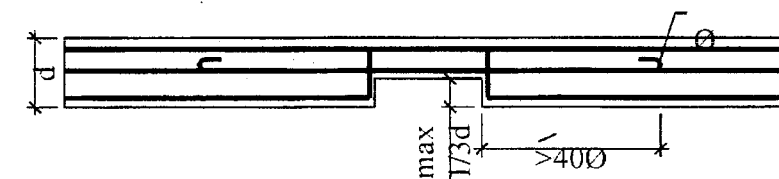


Fig. 7.13 - Continuitatea centurii în secțiuni slăbite

Barele longitudinale ale centurilor vor fi legate cu etrieri sau agrafe OB 37 minimum $\varnothing 6/30$ cm.

Barele transversale de ancorare ale elementelor prefabricate precum și barele transversale ale planșeelor monolite pot fi considerate că îndeplinesc funcțiunea etrierilor.

În secțiunile în care centurile sunt supuse solicitărilor din forța tăietoare, etrierii se vor dimensiona ca pentru elemente din beton armat. În porțiunile alăturate stâlpișorilor din beton armat se recomandă îndesirea la 10 cm a etrierilor pe lungimi de cca 50 cm stânga - dreapta.

Centurile intermediare vor avea lățimea egală cu grosimea peretelui, admițându-se în cazul pereților exteriori centuri cu lățime mai mică pentru a putea realiza izolarea termică a acestora, dar nu mai puțin de 24 cm.

Înălțimea centurilor intermediare va fi egală cu cel puțin două rânduri de cărămidă (15 cm).

Distanța maximă pe înălțime între două centuri succesive va fi de 4 m zona F de calcul și de 3 m pentru zonele A...E, fără a depăși însă suprafețele de zidărie încadrate de centuri și stâlpișori specificate anterior (figura 7.14).

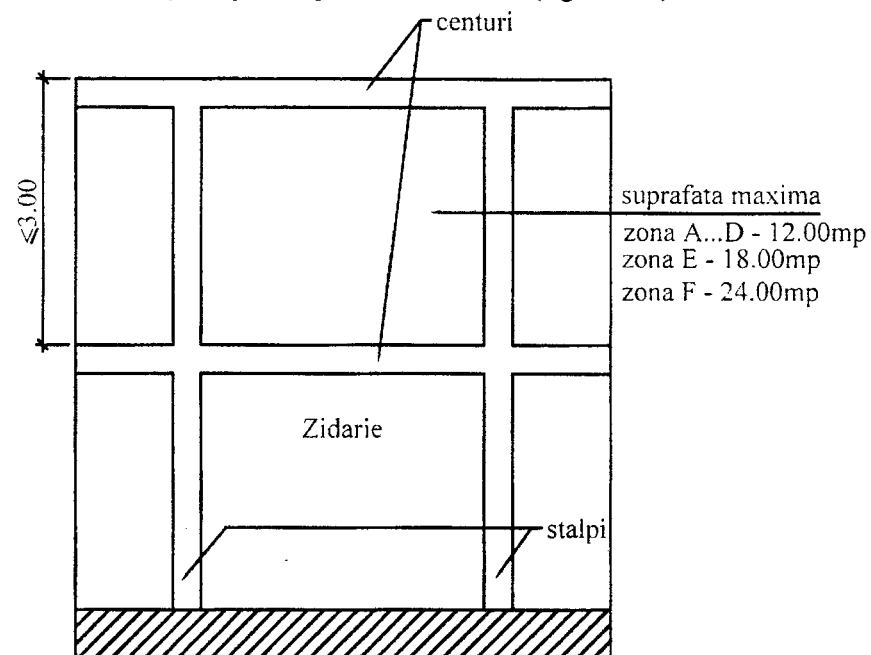


Fig. 7.14 - Rigidizarea pereților cu centuri și stâlpișori

Armarea zidăriei

Armăturile distribuite din rosturile orizontale se pot prevedea pentru asigurarea unor legături suplimentare în vederea conlucrării pereților structurali ortogonali care se intersectează și deasemenea pentru preluarea eforturilor principale de întindere ce apar în pereții structurali solicitați simultan de sarcini verticale și orizontale.

Pentru asigurarea conlucrării pereților ortogonali care se intersectează va fi prevăzută armarea în rosturile orizontale la colțurile și ramificațiile exterioare, în cazul în care nu sunt prevăzuți stâlpișori din beton armat, la clădirile cu înălțimea mai mare

de 6,00 m proiectate în zona E și la cele cu înălțimea maximă 6,00 m proiectate pentru zonele C și D.

Armarea se va face cu bare din oțel OB 37 de regulă $2 \varnothing 6/60$ cm. Armăturile se dispun în treimile exterioare ale grosimii zidului, cu o acoperire laterală de minimum 4cm (figura 7.15).

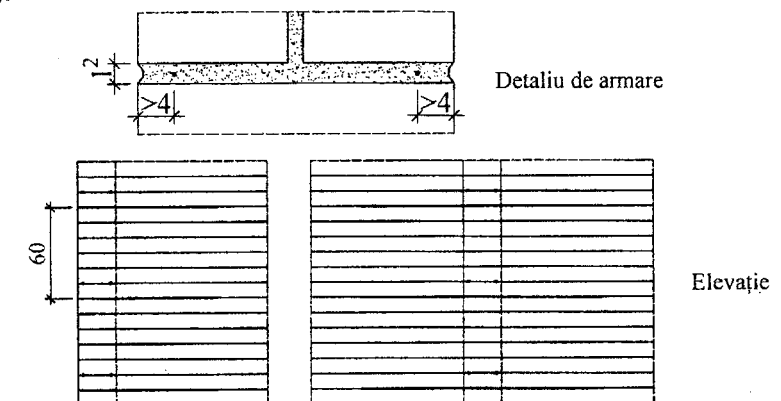


Fig. 7.15 - Poziția armăturilor în zidărie

Lungimea pe orizontală a colțului sau ramificației sau până la marginea golului, când acesta este situat mai aproape de 1,00 m de colț sau ramificație (figura 7.16).

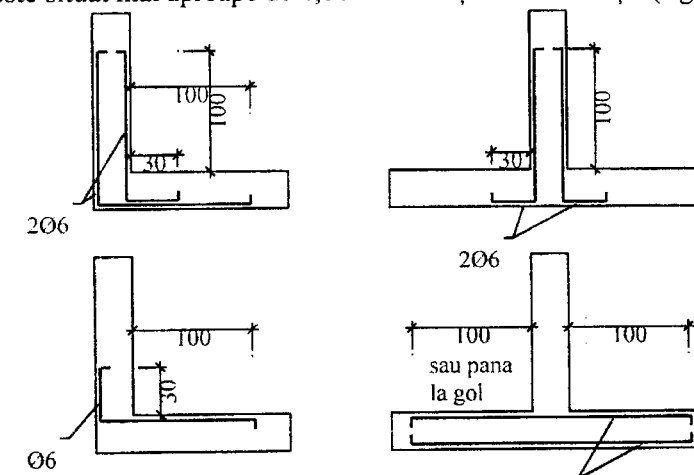


Fig. 7.16 - Armarea colțurilor și ramificațiilor

Buiandrugii

Golurile mari (pentru ferestre, uși, etc), prevăzute în pereții structurali, vor fi mărginite la partea superioară de buiandrugii din beton armat turnați monolit sau prefabricați (figura 7.17a și 7.17b).

Buiandrugii monoliți și prefabricați vor avea de regulă secțiuni transversale egală cu grosimea peretelui structural (minimum 24 cm), iar înălțimea de minimum 1/5 din lumina golului. Distanța dintre partea superioară a buiandrugului și cota inferioară a centurii de la nivelul planșeului se va completa cu zidărie și va fi egală cu un număr întreg de asize de zidărie.

În cazul în care diferența de nivel dintre cota inferioară buiandrugului și cea superioară a planșeului nu depășește 60 cm (fig. 7.18c), buiandrugii din beton armat monolit se vor executa împreună cu centurile planșeelor, formând centuri buiandrug.

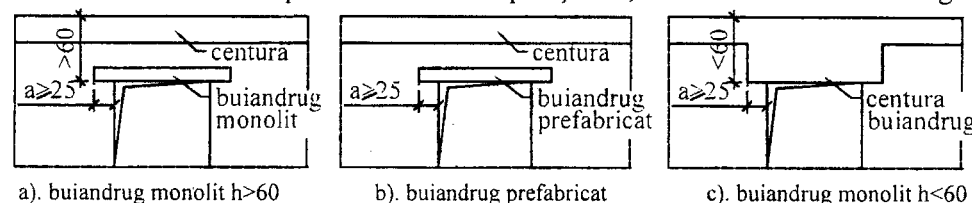


Fig. 7.17 – Buiandruguri

Lungimea de rezemare a buiandrugilor va fi de minimum 25 cm. La clădirile din zonele seismice A...D se recomandă lungimi sporite de rezemare, multiplu de o jumătate de cărămidă sau bloc.

În cazul în care distanța dintre capetele a doi buiandruguri rezultă ≤ 50 cm, se va prevedea un singur buiandrug continuu pentru ambele goluri vecine.

În cazurile speciale, în care golurile mari din pereții structurali sunt bordate pe verticală cu stâlpișori din beton armat, buiandrugii respectivi se vor executa monoliți cu aceștia.

Buiandrugii din pereții structurali exteriori vor fi izolați termic, spre exterior, în mod asemănător cu centurile în vederea evitării formării unor punți termice.

Armarea buiandrugilor va rezulta pe baza unui calcul de rezistență ce ia în considerare solicitările ce revin buiandrugilor din acțiunea simultană a sarcinilor gravitaționale și orizontale.

7.3 ALCĂTUIREA PEREȚILOR NEPORTANȚI DIN ZIDĂRIE

Pereți despărțitori

Pereții despărțitori executați din zidărie din cărămidă plină au grosimea de jumătate de cărămidă (12,5cm) sau o cărămidă pe cant (7,5cm). Ei se vor fixa la partea inferioară în pardoseală, prin executarea pardoselilor după cea a pereților și la cea superioară prin împănarea cu mortar de ciment față de planșeele superioare.

Pereții despărțitori se vor rigidiza pe direcție perpendiculară planului lor prin solidarizarea lor cu pereții structurali și cu pereții despărțitori perpendiculari prin țesere

sau ancorare cu bare de oțel beton $\varnothing 6/60$ cm pe înălțime, în rosturile orizontale. Deasemenea se pot prevedea stâlpișorii din beton armat legați de zidurile respective cu bare orizontale din oțel beton $\varnothing 6/60$ cm plasate în rosturi;

Sporirea rigidității pereților despărțitori se poate obține și prin armarea lor cu bare de oțel beton $\varnothing 6$ mm sau sârmă $\varnothing 4 - 5$ mm plasate în rosturile orizontale la distanțe de 4 asize.

Înălțimea maximă a pereților despărțitori (egală cu distanța liberă dintre planșeele clădirii) și suprafața maximă a panourilor pline ale acestora (egală cu produsul dintre înălțimea lor liberă și distanța dintre două rigidizări se dau în tabelul 7.6 pentru zonele seismice E și F.

Tabelul 7.6.

Nr.crt	Tipul pereților	Grosime, cm	Înălțime maximă, m	Suprafața maximă m ²
1	Nearmați	7,5	2,70	9,00
2		12,5	3,50	21,00
1	Armați	7,5	3,00	16,00
2		12,5	4,50	27,00

În cazul în care dimensiunile panourilor pereților despărțitori depășesc valorile indicate în tabelul 7.6, pereții vor fi rigidizați cu contraforți din zidărie sau stâlpișori din beton armat.

Pereții despărțitori care nu ajung până la planșeul superior vor fi prevăzuți la partea superioară cu centuri din beton armat și vor fi rigidizați pe verticală fie cu contraforți din zidărie, fie cu stâlpișori din beton armat ancorați la partea inferioară și superioară în planșee, în mod obligatoriu marginile zidurilor fiind prevăzute cu astfel de stâlpișori.

Pereții despărțitori de 7,5 cm grosime se vor executa cu mortar marca 50, iar cei de 12,5 cm grosime cu mortar de marca minimum 25.

Atice și frontoane

Aticele și frontoanele de zidărie vor avea grosimea de cel puțin 1/8 din înălțimea de construcție a acestora, dar minim 1/2 cărămidă.

Aceste elemente se vor rigidiza cu stâlpișori și centuri continue de beton armat prevăzute la partea lor superioară. Modul de alcătuire și de dispunere a stâlpișorilor este identic ca și în cazul stâlpișorilor pentru întărirea pereților de zidărie.

Armăturile stâlpișorilor se vor ancora la partea inferioară în centurile planșeului la colțurile și ramificațiile pereților portanți și la partea superioară în centurile continue de beton armat.

La frontoanele cu înălțimi mai mari de 2,0m, se recomandă prevederea și a unei centuri intermediare.

7.4 VERIFICAREA STRUCTURILOR DIN ZIDĂRIE PORTANTĂ LA ÎNCĂRCĂRI GRAVITAȚIONALE

Pereții structurali (diafragmele) plini sau cu goluri constituie elementele de rezistență verticale ale structurilor din zidărie portantă, ce preiau și transmit fundațiilor încărcările gravitaționale ale clădirilor. Pentru calcul, ei sunt considerați console verticale legate unele de altele în plan orizontal prin planșeele clădirii care realizează legături pendulare.

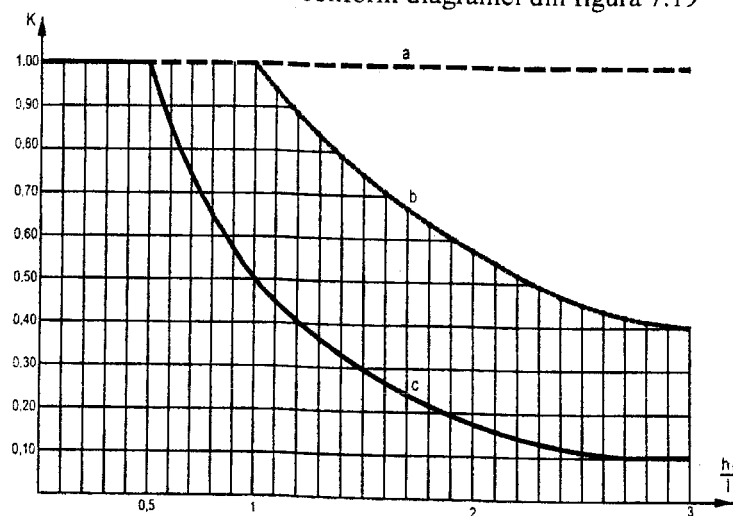
Se va ține seama de fenomenul de pierdere a stabilității ținând seama de legăturile pereților în plan orizontal și vertical cu alte elemente structurale. Astfel în cazul în care sunt îndeplinite condițiile privind alcătuirea și dispunerea de pereți de rigidizare, iar planșeele sunt alcătuite ca șaibe rigide în planul lor, fenomenul de pierdere a stabilității se produce pe înălțimea unui nivel deoarece pereții se consideră cu legături fixe în dreptul planșeelelor. Lungimea de flambaj a peretelui se va stabili funcție de înălțimea liberă a peretelui h_0 conform relației următoare:

$$L_f = K h_0 \quad (7.3)$$

unde:

- h_0 – este înălțimea liberă a peretelui între două planșee succesive;
- K – coef. funcție de legăturile de pe contur ale pereților cu alte elemente ale structurii.

Coeficientul K se determină conform diagramei din figura 7.19



- a- perete cu ambele laturi verticale libere;
- b- perete cu o latură verticală liberă;
- c- perete cu ambele laturi verticale fixate

Fig. 7.19 – Determinarea coeficientului K

Un calcul acoperitor de verificare a grosimii pereților structurali se face prin determinarea capacității portante a unor fâșii verticale de perete de lățime 1,0m. Se vor alege în acest scop fâșii ce preiau încărcările cele mai mari din pereți și care prezintă riscul maxim de pierdere a stabilității.

Stabilirea încărcărilor

Determinarea încărcărilor gravitaționale, transmise pereților structurali de planșee, se va face funcție de modul de transmitere a încărcărilor, ce depinde de tipul planșeului. În cazul planșeelelor alcătuite din elemente de suprafață (planșee din beton armat monolit), încărcările gravitaționale se transmit la toți pereții de pe contur funcție de dimensiunile în plan ale plăcilor.

Suprafețele de descărcare ale planșeului, aferente fiecărui perete, se vor determina considerând liniile de rupere ale acestora înclinate cu unghiuri de 45° față de pereți (fig. 7.20).

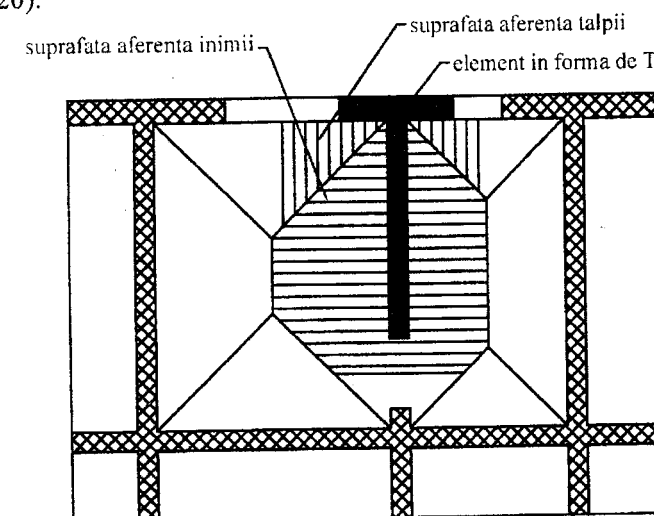


Fig. 7.20 – Stabilirea încărcărilor pe pereți

Fâșia de perete de lățime unitară se alege ca și o porțiune din montant ce preia încărcări verticale maxim posibile.

Excentricitatea de aplicare a încărcărilor gravitaționale

Verificarea pereților se va face luând în considerare următoarele excentricități de aplicare a încărcărilor gravitaționale perpendiculare pe axul longitudinal al acestora:

- excentricități structurale
- excentricități de execuție,
- excentricități datorită acțiunii încărcărilor orizontale perpendiculare pe suprafața pereților.

Excentricitățile structurale „ e_1 ” provin din:

- rezemarea excentrică a planșeelelor (fig. 7.21b)
- deschideri sau încărcări diferite pe planșeele adiacente ale pereților (fig. 7.21a)
- suprapunerea excentrică a pereților cu grosimi diferite.

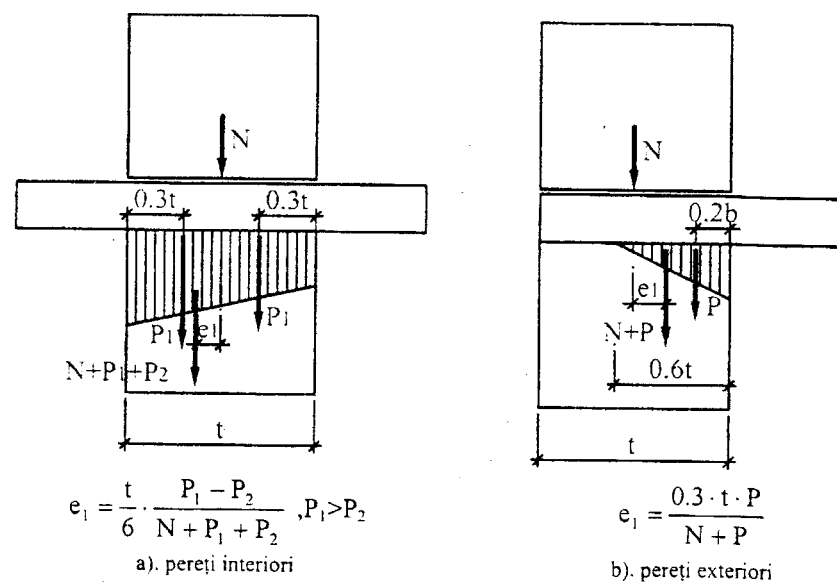


Fig. 7.21 - Excentricități datorate rezemării excentrice a planșelor și inegalității încărcărilor

Diagramele de momente încovoietoare datorită aplicării excentrice a încărcărilor gravitaționale se vor considera conform figurii 7.22.

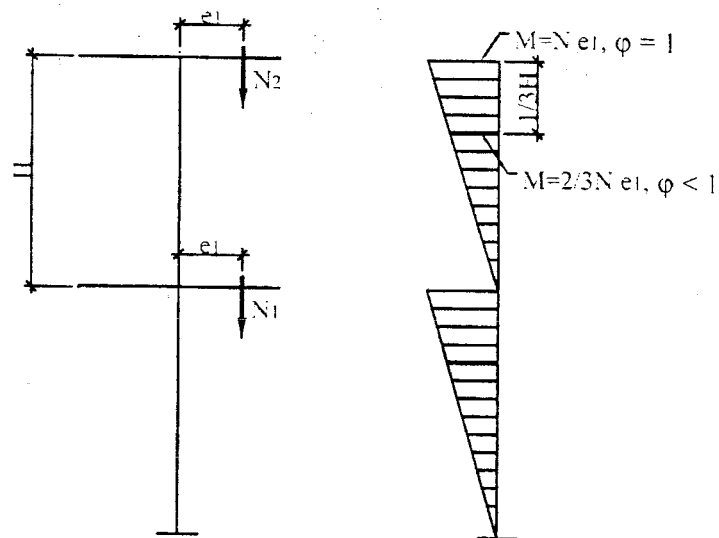


Fig. 7.22 - Diagrama de moment încovoietor la pereți solicitați excentric

Excentricitățile de execuție „ e_a ” provin din:

- abateri la coaxialitatea pereților
- abateri la verticalitatea pereților
- abateri la grosimea pereților sau neomogenități ale materialelor.

În cazul în care „ e_a ” nu depășește cea mai mare din valorile:

$$e_a \leq 1,0 \text{ cm}; e_a \leq \frac{t}{30}; e_a \leq \frac{h_o}{300} \quad (7.4)$$

unde „ t ” este grosimea peretelui, iar „ h_o ” înălțimea liberă dintre planșee, verificarea peretelui se va face neglijând excentricitatea „ e_a ”.

Excentricitățile datorită încărcărilor orizontale ce acționează perpendicular pe planul peretelui ce provin din:

- acțiunea vântului „ e_v ”
- acțiunea cutremurului „ e_c ”
- împingerea pământului „ e_p ”.

se vor determina funcție de momentele încovoietoare produse de aceste încărcări în secțiunea de calcul a peretelui respectiv:

$$e_v = \frac{M_v}{N}; e_c = \frac{M_c}{N}; e_p = \frac{M_p}{N} \quad (7.5)$$

Diagramele de moment încovoietor datorită încărcărilor orizontale ce acționează perpendicular pe planul peretelui se stabilesc funcție de modul de distribuție a încărcărilor (vânt, seism, împingerea pământului) și de schema statică a peretelui.

Excentricitățile totale de calcul vor fi pentru gruparea fundamentală a încărcărilor:

$$e_o = e_1 + e_a + e_v - \text{pentru pereții exteriori ai suprastructurii} \quad (7.6)$$

$$e_o = e_1 + e_a + e_p - \text{pentru pereții subsolului} \quad (7.7)$$

iar pentru gruparea specială a încărcărilor

$$e_o = e_1 + e_a + e_c \quad (7.8)$$

Verificarea secțiunilor de zidărie

Elementele de zidărie se verifică la stările limită de rezistență și de fisurare prin compararea solicitării de calcul cu capacitatea portantă.

În funcție de valoarea excentricității de aplicare a încărcărilor de calcul (e_o), elementele din zidărie simplă solicitate la compresiune se pot afla în una din următoarele situații :

- compresiune centrică când $e_o = 0$;
- compresiune excentrică cu mică excentricitate când $e_o \leq 0,45y$ (fig.7.23a);
- compresiune excentrică cu mare excentricitate când $0,45y < e_o \leq 0,9y$ (fig.7.23b).

Nu se admit pentru zidărie simplă excentricități mai mari decât $0,9y$.

În relațiile de mai sus e_0 reprezintă excentricitatea totală de calcul evaluată ca mai sus, iar y reprezintă distanța de la centrul de greutate la fibra cea mai comprimată a secțiunii așa cum reiese din figura 7.23 a, b

Pentru secțiunile dreptunghiulare înălțimea secțiunii h este egală cu grosimea zidului t iar valoarea y este egală cu jumătate din grosimea zidului.

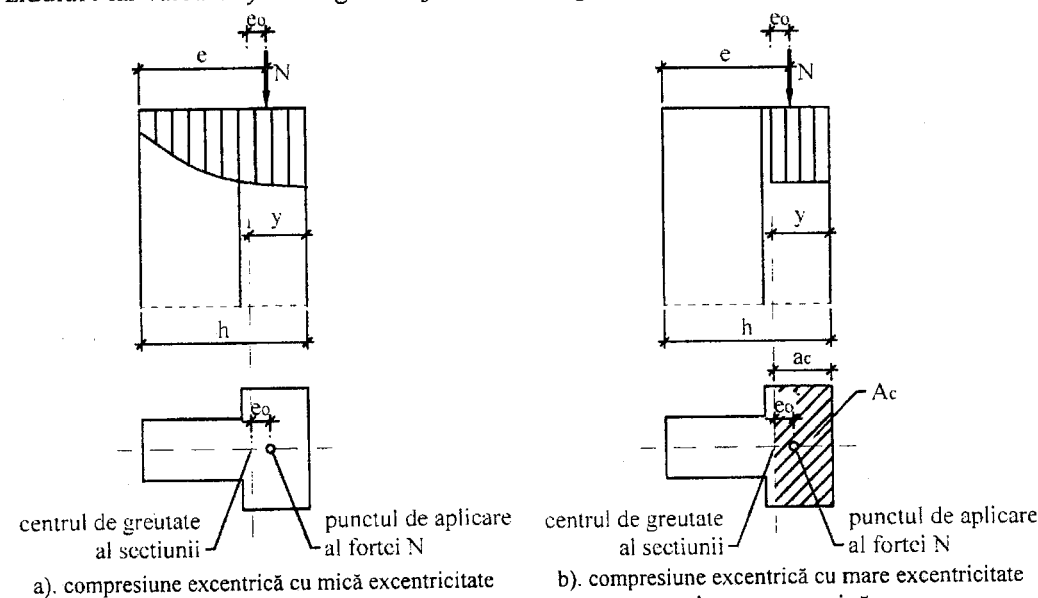


Fig. 7.23 - Schema de calcul pentru compresiune excentrică

Elementele din zidărie din zidărie simplă solicitate la compresiune centrică se calculează cu relația:

$$N \leq \varphi RA \quad (7.9)$$

în care:

- N - încărcarea de calcul din secțiunea cea mai solicitată, acționând centric;
- R - rezistența de calcul la compresiune a zidăriei, conform tabelului 7.7;
- A - aria secțiunii transversale a elementului din zidărie;
- φ - coeficientul de flambaj.

Elementele din zidărie solicitate la compresiune excentrică cu excentricitate mică ($e_0 \leq 0,45 y$ - fig. 7.22a) se calculează, în cazul excentricității transversale (perpendicular pe axul longitudinal al pereților) cu relația:

$$N \leq \varphi RA \psi \quad (7.10)$$

în care:

N , R , A au aceeași semnificație ca mai înainte;

ψ - coeficient de reducere a capacității portante a elementului solicitat la compresiune excentrică, în funcție de forma secțiunii transversale a elementului din zidărie.

Elementele de zidărie simplă solicitate la compresiune excentrică cu excentricitate mare ($0,9y \geq e_0 > 0,45y$ - fig. 7.22b), se calculează cu relația:

$$N \leq \varphi_1 RA \psi \quad (7.11)$$

în care:

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} \text{ - coeficientul de flambaj corectat, ținând seama de fisurarea}$$

secțiunii elementelor solicitate la compresiune excentrică cu excentricitate mare;

φ - coeficientul de flambaj corespunzător întregii secțiuni a elementelor solicitate la compresiune excentrică;

φ_c - coeficientul de flambaj al zonei comprimate a secțiunii elementelor solicitate la compresiune excentrică cu excentricitatea mare;

ψ - coeficient de reducere a capacității portante a elementelor comprimate excentric în funcție de forma secțiunii transversale.

Rezistențele de calcul la compresiune R , în N/mm^2 ale zidăriei executate din cărămizi pline, cărămizi și blocuri ceramice cu goluri verticale, precum și cu alte tipuri de blocuri, având înălțimea rândului până la 150 mm, sunt conform tabelului 7.7.

Tabelul 7.7

Marca cărămizii sau blocului	Marca mortarului			
	100	50	25	10
	Rezistența de calcul R , N/mm^2			
200	2,75	2,25	1,75	1,50
150	2,25	1,75	1,50	1,25
125	2,00	1,65	1,40	1,15
100	1,75	1,50	1,25	1,00
75	1,50	1,25	1,10	0,90
50	-	-	0,90	0,70

Pentru alte tipuri de blocuri ceramice cu goluri, rezistența la compresiune se va stabili conform specificațiilor tehnice ale produselor respective.

Valorile coeficientului de flambaj φ se dau în tabelul 7.8, în funcție de gradul de zveltețe $\beta = \frac{L_f}{t}$ sau de coeficientul de zveltețe $\lambda = \frac{L_f}{i}$ pentru caracteristica de elasticitate $\alpha = 1000$ și $\alpha = 750$

Tabelul 7.8

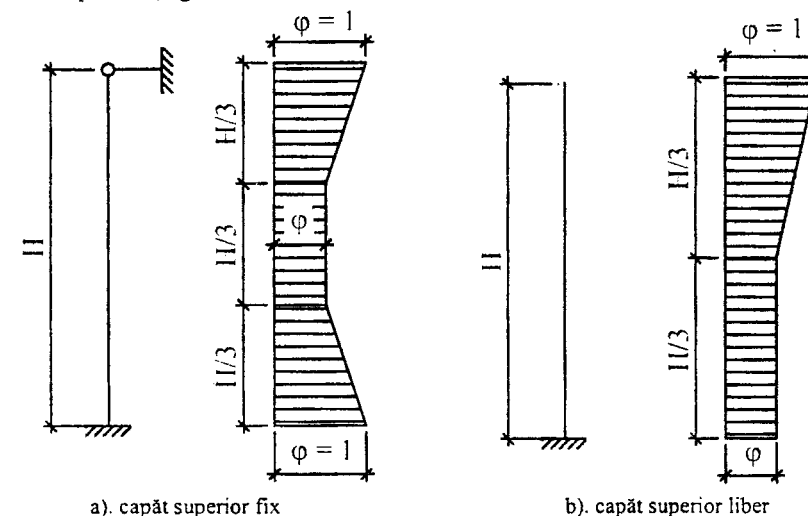
Gradul de zveltețe $\beta = \frac{L_f}{t}$	Coeficientul de zveltețe $\lambda = \frac{L_f}{i}$	Coeficientul de flambaj ϕ pentru caracteristica de elasticitate	
		$\alpha = 750$	$\alpha = 1000$
0	10,5	0,99	1,00
1	11,0	0,98	0,99
5	17,5	0,96	0,98
6	21,0	0,94	0,96
7	24,5	0,92	0,91
8	28,0	0,89	0,92
9	31,5	0,87	0,90
10	35,0	0,85	0,88
11	38,5	0,81	0,86
12	42,0	0,79	0,81
13	15,5	0,76	0,81
14	19,0	0,74	0,79
15	52,5	0,72	0,77
16	56,0	0,68	0,71
17	59,5	0,66	0,72
18	63,0	0,63	0,70
20	70,0	0,58	0,65
22	70,0	0,51	0,61
21	83,0	0,19	0,56
26	90,0	0,16	0,53
28	97,0	0,12	0,19
30	101,0	0,38	0,46
32	111,0	-	0,12
31	118,0	-	0,39
36	125,0	-	0,36

Pentru alte valori mai exacte ale caracteristici de elasticitate α , diferite de 1000 sau 750, valoarea coeficientului de flambaj ϕ se stabilește pe baza valorilor din tabelul 7.8, considerându-se ca lungime de flambaj lungimea înmulțită cu factorul $\sqrt{\frac{1000}{\alpha}}$.

Pentru elementele din zidărie care au secțiuni transversale slăbite, dacă slăbirea depășește 1/3 din grosime și 1/10 din înălțime și dacă această slăbire se găsește în zona celor două sferturi de la mijlocul înălțimii, când elementul are capătul superior fix sau în jumătatea inferioară, când elementul are capătul superior liber (deplasabil), coeficientul de flambaj ϕ se determină pentru secțiunea cea mai slăbită.

Coeficientul de flambaj se consideră constant pentru treimea mijlocie și liniar variabil până la valoarea $\phi = 1$, corespunzătoare secțiunilor de capăt ale elementelor cu capătul superior fix (figura 7.24a). Pentru elemente cu capătul superior liber (deplasabil) coeficientul de flambaj ϕ se consideră constant pe jumătatea inferioară a

înălțimii elementului și liniar variabil până la valoarea $\phi = 1$, corespunzătoare secțiunii capătului superior (figura 7.24.b).



a). capăt superior fix

b). capăt superior liber

Fig. 7.24 - Variația coeficientului de flambaj pe înălțimea secțiunii

Valoarea coeficientului ψ de reducere a capacității portante a elementelor comprimate excentric, se stabilește după cum urmează (tabelul 7.9):

Tabelul 7.9

Tipul zidăriei	Valorile coeficientului ψ pentru excentricitate	
	$e_o \leq 0,45 y$	$e_o > 0,45 y$
Zidărie din cărămidă, blocuri ceramice sau blocuri mici de beton cu agregate ușoare	Secțiuni în formă de T:	
	$\psi = \frac{1}{1 + \frac{e_o}{h-y}}$	$\psi = \sqrt[3]{\left(\frac{A_c}{A}\right)^2}$
	Secțiuni dreptunghiulare	
	$\psi = \frac{1}{1 + \frac{2e_o}{h}}$	$\psi = \sqrt[3]{\left(1 - \frac{2e_o}{h}\right)^2}$

Cu A_c s-a notat aria secțiunii comprimate calculată în general, pentru secțiuni de formă neregulată din condiția anulării momentului static al diagramei eforturilor unitare față de axa care trece prin punctul de aplicare al forței N.

Pentru secțiuni în formă de T în normative [54], sunt date relații de calcul pentru determinarea ariei comprimate.

7.5 EXEMPLU DE VERIFICARE A PEREȚILOR DIN ZIDĂRIE LA SARCINI GRAVITAȚIONALE

Pentru construcția reprezentată prin planșele de arhitectură în capitolul 2 se va exemplifica verificarea pereților interiori și exteriori la sarcini gravitaționale. Aceștia au următoarele caracteristici :

- Grosimea pereților interiori de rezistență: 25cm;
 - Grosimea pereților exteriori de rezistență: 30cm;
 - Blocuri ceramice de zidărie POROTHERM cu marca blocului 75;
 - Mortar de zidărie MZ 50;
- Rezultă rezistența la compresiune a zidăriei conform tabelului :
- $$R=1,7 \text{ N/mm}^2=17 \text{ daN/cm}^2$$

Schema (parțială) în plan a montanților construcției este prezentată în figura 7.70. Fâșiile de calcul de lățime 1,0m una pentru peretele interior și una pentru peretele exterior considerate ca fiind cele mai încărcate sunt evidențiate prin hașură în figură.

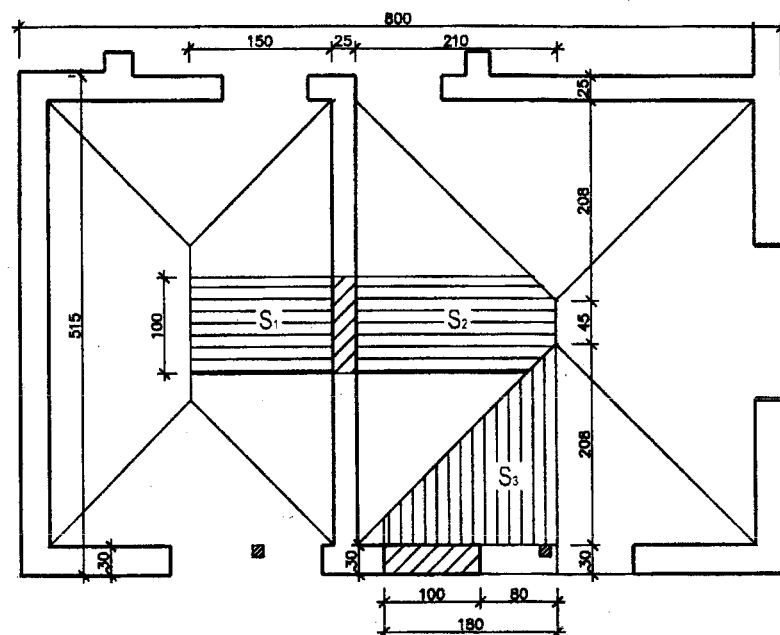


Fig. 7.70 - Schema în plan a montanților

Suprafețele de descărcare aferente fâșiilor sunt cele maxime pentru cele două fâșii considerate și au valorile:

$$S_1=1,50\text{m}^2$$

$$S_2=2,02\text{m}^2$$

$$S_3=2,11\text{m}^2$$

Verificarea se va face în cinci secțiuni notate 1-1...5-5 (fig 7.71) atât pentru peretele interior cât și pentru peretele exterior. Secțiunile de calcul 1-1 și 3-3 sunt alese imediat sub centura planșelului peste etaj respectiv parter unde momentele încovoietoare sunt maxime dar coeficientul de flambaj se considera egal cu unitatea. Fâșiile 2-2 și 4-4 sunt alese la 1/3 din înălțimea etajului respectiv parterului unde momentele încovoietoare se consideră 2/3 din valorile maxime, dar coeficientul de flambaj are valoarea minimă. În fine, secțiunea 5-5 se alege la baza montatului unde forța axială este maximă, dar momentul încovoietor este nul, iar coeficientul de flambaj este unitar.

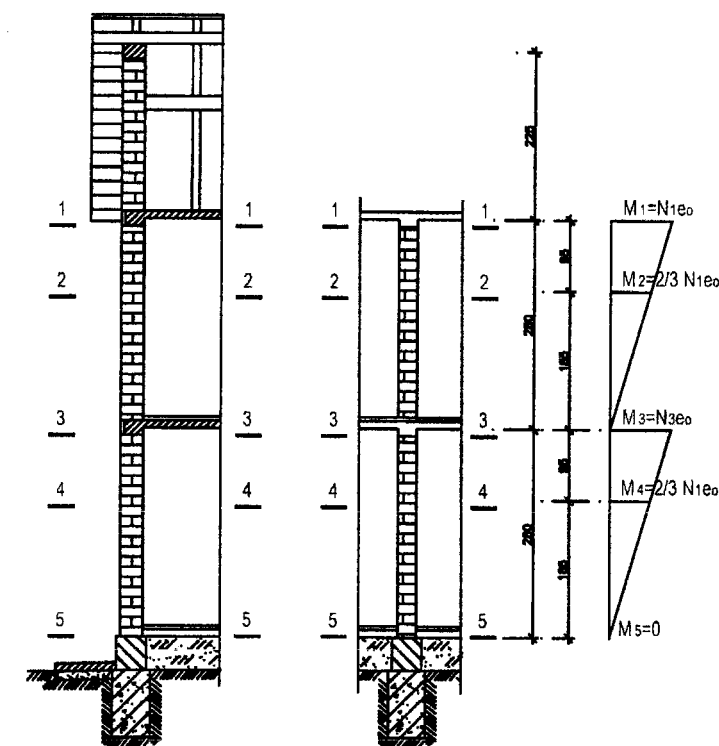


Fig. 7.71 - Secțiuni de calcul pentru peretele exterior și interior

Determinarea coeficientului de flambaj pentru peretele interior

Lungimea de flambaj a peretelui se determină din relația:

$$l_f = K h_0$$

Coeficientul funcție de legăturile pe contur ale peretelui K rezultă conform paragrafului anterior (fig 7.20), funcție de înălțimea liberă a peretelui, de lungimea peretelui și de fixarea laturilor verticale.

$$\frac{h_0}{l} = \frac{270}{515} = 0.52 \text{ și,}$$

curba c (ambele laturi verticale fixate) $\Rightarrow K=0,98$

$$l_f = 0,98 \times 270 = 265 \text{ cm}$$

Gradul de zveltețe β va fi:

$$\beta = \frac{l_f}{t} = \frac{265}{25} = 10,6; \text{ unde } t=25 \text{ cm este grosimea peretelui interior}$$

Rezultă coeficientul de flambaj pe treimea mijlocie a peretelui:

$$\varphi = 0,87$$

Determinarea coeficientului de flambaj pentru peretele exterior

$$\frac{h_0}{l} = \frac{270}{800} = 0.34$$

curba c (ambele laturi verticale fixate) $\Rightarrow K=1,0$

$$l_f = 0,98 \times 270 = 265 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{l_f}{t} = \frac{270}{30} = 9,0$$

unde $t=30 \text{ cm}$ este grosimea peretelui.

Rezultă coeficientul de flambaj pe treimea mijlocie a peretelui:

$$\varphi = 0,90$$

La calculul coeficienților de flambaj s-a considerat caracteristica de elasticitate a zidăriei $\alpha=1000$

Încărcările aduse de planșee**a). placă planșeu peste etaj:**

- încărcarea de calcul din greutatea proprie pe metru pătrat de placă de 10 cm grosime:

$$g_{et} = 1,3 \times 0,1 \times 2500 = 325 \text{ daN/m}^2$$

- încărcarea utilă de calcul:

$$q_{et} = 1,4 \times 75 = 105 \text{ daN/m}^2$$

- în total

$$p_{et} = g_{et} + q_{et} = 430 \text{ daN/m}^2$$

b). placă planșeu peste parter:

- în total

$$p_p = g_p + q_p = 607 \text{ daN/m}^2 \text{ (calculată în exemplul de calcul din capitolul 5)}$$

Acțiunea vântului pe peretele exterior

Încărcarea normată dată de vânt pe o fâșie de 1 m din peretele exterior pentru construcția situată în zona A, Timișoara este:

$$p_n^n = \beta \cdot c_n \cdot c_h(z) \cdot g_v = 1,6 \times 0,8 \times 0,65 \times 30 \times 1,0 = 25 \text{ daN/m}$$

Valoarea de calcul a încărcării date de vânt se obține înmulțind valoarea normată cu coeficientul:

$$\gamma_F = 1,2$$

$$p_n^c = \gamma_F \cdot p_n^n = 1,2 \times 25 = 30 \text{ daN/m}$$

Fâșia de perete se consideră ca o grindă în poziție verticală, continuă cu două deschideri și o consolă (frontonul). În urma calculului static se obțin valorile momentelor încovoietoare în secțiunile 1-1 respectiv 3-3:

$$M_{1-1} = 59 \text{ daNm}$$

$$M_{3-3} = 12 \text{ daNm}$$

Verificarea fâșiei prin peretele interior la sarcini gravitaționale**a). Secțiunea 1-1**

Încărcările pe o fâșie de 1 m lățime:

- încărcarea adusă de șarpantă este nulă

- încărcare de pe planșeu stânga:

$$P_1 = p_{et} \cdot S_1 = 430 \times 1,5 = 645 \text{ daN}$$

- încărcare de pe planșeu dreapta:

$$P_2 = p_{et} \cdot S_2 = 430 \times 2,02 = 869 \text{ daN}$$

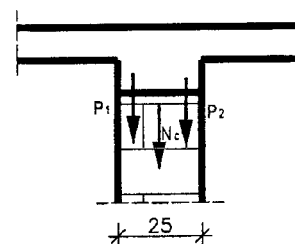
- încărcarea axială N_c este dată de greutatea proprie a centurii

$$N_c = 1,3 \times 0,20 \times 0,25 \times 2500 \times 1,0 = 163 \text{ daN}$$

- excentricitatea totală în secțiunea 1-1 perete interior este:

$$e_0 = e_1 + e_a$$

$$e_1 = \frac{t}{6} \frac{P_2 - P_1}{P_1 + P_2 + N_c} = \frac{25}{6} \frac{(869 - 645)}{1677} = 0,6 \text{ cm}$$



$t=25\text{cm}$ – grosimea zidului

$e_a=0$

$e_0=0,6\text{cm}<0,45y=5,6\text{cm}$

$$y = \frac{t}{2} = 12,5\text{cm}$$

$\Rightarrow$ compresiune excentrică cu mică excentricitate

- relația de verificare în secțiune este:

$$N \leq \varphi R A \psi$$

$$N_{1-1} = P_1 + P_2 + N_c = 1677\text{daN} - \text{încărcarea de calcul în secțiune}$$

$\varphi=1$ – coeficientul de flambaj

$R=17\text{daN/cm}^2$ – rezistența de calcul la compresiune a zidăriei

$A=25 \times 100 = 2500\text{cm}^2$ – aria secțiunii transversale a elementului

$$\psi = \frac{1}{1 + \frac{2e_0}{t}} = \frac{1}{1 + \frac{1,2}{25}} = 0,95$$

ψ – coeficientul de reducere a capacității portante a elementului comprimat excentric.

$$N_{1-1} = 1677\text{ daN} < \varphi R A \psi = 1 \times 17 \times 2500 \times 0,95 = 40375\text{daN}$$

Condiția de verificare este îndeplinită

b). Secțiunea 2-2

Încărcarea de calcul în secțiune crește față de secțiunea precedentă (1-1) cu încărcarea dată de 95cm de perete interior, inclusiv tencuiala exterioară de 1,5cm – $N_{\text{zid}} + N_{\text{tencuială}}$

$$N_{2-2} = N_{1-1} + N_{\text{zid}} + N_{\text{tencuială}}$$

$$N_{\text{zid}} = 1,2 \times 0,95 \times 0,25 \times 1450 \times 1,0 = 413\text{daN}$$

$$N_{\text{tencuială}} = 1,3 \times 0,95 \times (0,015 + 0,015) \times 1900 \times 1,0 = 70\text{daN}$$

$$N_{2-2} = 1677 + 413 + 70 = 2160\text{daN}$$

$\varphi=0,87$ – coeficientul de flambaj calculat anterior

$R=17\text{daN/cm}^2$

$A=25 \times 100 = 2500\text{cm}^2$

$$e_0 = \frac{2}{3} e_{01-1} = \frac{2}{3} 0,6 = 0,4\text{ cm}$$

$\Rightarrow$ compresiune excentrică cu mică excentricitate

$$\psi = \frac{1}{1 + \frac{2e_0}{t}} = \frac{1}{1 + \frac{0,4}{25}} = 0,98$$

- relația de verificare în secțiune este:

$$N \leq \varphi R A \psi$$

$$N_{2-2} = 2160\text{ daN} < \varphi R A \psi = 0,87 \times 17 \times 2500 \times 0,98 = 36235\text{daN}$$

Condiția de verificare este îndeplinită

c). Secțiunea 3-3

Încărcarea totală axială (N_c) din secțiunea 3-3 se obține din încărcarea totală din secțiunea 1-1 la care se adaugă greutatea fâșiei de 1m din întreg peretele de la etaj inclusiv tencuiala și greutatea centurii planșeului peste parter.

$$N_c = N_{1-1} + N_{\text{zid}} + N_{\text{centură}}$$

$$N_{\text{zid}} = 1,2 \times 2,60 \times 0,25 \times 1450 \times 1,0 = 1131\text{daN}$$

$$N_{\text{tencuială}} = 1,3 \times 2,80 \times (0,015 + 0,015) \times 1900 \times 1,0 = 207\text{daN}$$

$$N_{\text{centură}} = 1,3 \times 0,20 \times 0,25 \times 2500 \times 1,0 = 163\text{daN}$$

$$N_c = 1677 + 1131 + 207 + 163 = 3178\text{ daN}$$

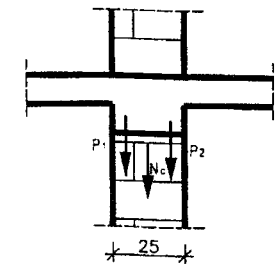
Încărcările excentrice aduse de planșeu sunt următoarele:

- încărcare de pe planșeu stânga:

$$P_1 = p_p \cdot S_1 = 607 \times 1,5 = 910\text{daN}$$

- încărcare de pe planșeu dreapta:

$$P_2 = p_{et} \cdot S_2 = 607 \times 2,02 = 1226\text{daN}$$



- excentricitatea totală în secțiunea 3-3 perete interior este:

$$e_0 = e_1 + e_a$$

$$e_1 = \frac{t}{6} \frac{P_2 - P_1}{P_1 + P_2 + N_c} = \frac{25}{6} \frac{(1226 - 910)}{5314} = 0,3\text{cm}$$

$t=25\text{cm}$ – grosimea zidului

$e_a=0$

$e_0=0,3\text{cm}<0,45y=5,6\text{cm}$

$$y = \frac{t}{2} = 12,5\text{cm}$$

$\Rightarrow$ compresiune excentrică cu mică excentricitate

$$\psi = \frac{1}{1 + \frac{2e_0}{t}} = \frac{1}{1 + \frac{0,3}{25}} = 0,97$$

- relația de verificare în secțiune este:

$$N \leq \varphi R A \psi$$

$$N_{3,3} = P_1 + P_2 + N_c = 5314 \text{ daN}$$

$$\varphi = 1$$

$$R = 17 \text{ daN/cm}^2$$

$$A = 25 \times 100 = 2500 \text{ cm}^2$$

$$N_{3,3} = 5314 \text{ daN} < \varphi R A \psi = 1 \times 17 \times 2500 \times 0,97 = 41225 \text{ daN}$$

Condiția de verificare este îndeplinită

d). Secțiunea 4-4

Încărcarea de calcul în secțiune crește față de secțiunea precedentă (3-3) cu încărcarea dată de 95cm de perete interior, inclusiv tencuiala exterioară de 1,5cm – $N_{\text{zid}} + N_{\text{tencuială}}$

$$N_{4,4} = N_{3,3} + N_{\text{zid}} + N_{\text{tencuială}}$$

$$N_{\text{zid}} = 1,2 \times 0,95 \times 0,25 \times 1450 \times 1,0 = 413 \text{ daN}$$

$$N_{\text{tencuială}} = 1,3 \times 0,95 \times (0,015 + 0,015) \times 1900 \times 1,0 = 70 \text{ daN}$$

$$N_{4,4} = 5314 + 413 + 70 = 5797 \text{ daN}$$

$\varphi = 0,87$ – coeficientul de flambaj calculat anterior

$$R = 17 \text{ daN/cm}^2$$

$$A = 25 \times 100 = 2500 \text{ cm}^2$$

$$e_0 = \frac{2}{3} e_{03-3} = \frac{2}{3} 0,3 = 0,2 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$ compresiune excentrică cu mică excentricitate

$$\psi = \frac{1}{1 + \frac{2e_0}{t}} = \frac{1}{1 + \frac{0,4}{25}} = 0,98$$

- relația de verificare în secțiune este:

$$N \leq \varphi R A \psi$$

$$N_{4,4} = 5797 \text{ daN} < \varphi R A \psi = 0,87 \times 17 \times 2500 \times 0,98 = 36235 \text{ daN}$$

Condiția de verificare este îndeplinită

e). Secțiunea 5-5

Încărcarea totală din secțiunea 5-5 se obține din încărcarea totală din secțiunea 3-3 la care se adaugă greutatea fâșiei de 1m din întreg peretele de la parter inclusiv tencuiala.

$$N_{5,5} = N_{3,3} + N_{\text{zid}} + N_{\text{tencuială}}$$

$$N_{\text{zid}} = 1,2 \times 2,60 \times 0,25 \times 1450 \times 1,0 = 1131 \text{ daN}$$

$$N_{\text{tencuială}} = 1,3 \times 2,80 \times (0,015 + 0,015) \times 1900 \times 1,0 = 207 \text{ daN}$$

$$N_{5,5} = 5314 + 1131 + 207 = 6653 \text{ daN}$$

$$\varphi = 1$$

$$R = 17 \text{ daN/cm}^2$$

$$A = 25 \times 100 = 2500 \text{ cm}^2$$

$$M_{5,5} = 0 \Rightarrow e_0 = 0$$

$\Rightarrow$ compresiune centrică

- relația de verificare în secțiune este:

$$N \leq \varphi R A$$

$$N_{5,5} = 6653 \text{ daN} < \varphi R A = 1,0 \times 17 \times 2500 = 42500 \text{ daN}$$

Condiția de verificare este îndeplinită

Verificarea fâșiei prin peretele exterior la sarcini gravitaționale

a). Secțiunea 1-1

Încărcările pe o fâșia de 1m lățime:

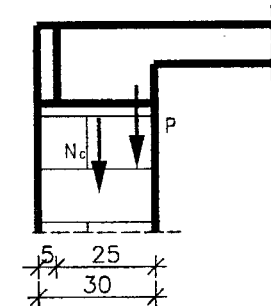
- încărcare de pe planșeu:

$$P = p_{\text{et}} \cdot S_3 = 430 \times 2,11 = 907 \text{ daN}$$

- încărcarea adusă de șarpantă:

$N_{\text{pop}} = 2150 \text{ daN}$ – încărcarea adusă de popul marginal sa determinat ținând cont de valori cunoscute de la dimensionarea șarpantei (capitolul 4).

$$N_{\text{șarpantă}} = \frac{N_{\text{pop}}}{2} = 1075 \text{ daN}$$



- încărcarea adusă de fronton

$$N_{\text{fronton}} = N_{\text{centură}} + N_{\text{zid}} + N_{\text{tencuială}}$$

$$N_{\text{centură}} = 1,3 \times 0,20 \times 0,25 \times 2500 \times 1,0 = 163 \text{ daN}$$

$$N_{\text{zid}} = 1,2 \times 2,0 \times 0,30 \times 1450 \times 1,0 = 1044 \text{ daN}$$

$$N_{\text{tencuială}} = 1,3 \times 2,25 \times (0,025 + 0,015) \times 1900 \times 1,0 = 222 \text{ daN}$$

- încărcarea dată de greutatea proprie a centurii planșeului

$$N_{\text{centură}} = 1,3 \times 0,20 \times 0,25 \times 2500 = 163 \text{ daN/m}$$

- încărcarea axială totală este:

$$N_c = N_{\text{șarpantă}} + N_{\text{fronton}} + N_{\text{centură}} = 1075 + 163 + 1044 + 222 + 163 = 2667 \text{ daN}$$

- excentricitatea totală în secțiunea 1-1 perete interior este:

$$e_0 = e_1 + e_a + e_v$$

$$e_1 = 0,4t \frac{P}{P + N_c} = 12,0 \frac{907}{3574} = 3,0 \text{ cm}$$

$t = 30 \text{ cm}$ – grosimea zidului

$$e_v = \frac{M_{1-1}}{N} = \frac{59 \times 100}{3574} = 1,7 \text{ cm}$$

$$e_a = 0$$

$$e_0 = 3,0 + 1,7 = 4,7 < 0,45y = 6,8 \text{ cm}$$

$$y = \frac{t}{2} = 15\text{cm}$$

⇒ compresiune excentrică cu mică excentricitate

- relația de verificare în secțiune este:

$$N \leq \varphi R A \psi$$

$$N_{1-1} = P + N_c = 3574 \text{ daN} - \text{încărcarea de calcul în secțiune}$$

$$\varphi = 1 - \text{coeficientul de flambaj}$$

$$R = 17 \text{ daN/cm}^2 - \text{rezistența de calcul la compresiune a zidăriei}$$

$$A = 30 \times 100 = 3000 \text{ cm}^2 - \text{aria secțiunii transversale a elementului}$$

$$\psi = \frac{1}{1 + \frac{2e_0}{t}} = \frac{1}{1 + \frac{9,4}{30}} = 0,76$$

ψ - coeficientul de reducere a capacității portante a elementului comprimat excentric.

$$N_{1-1} = 3574 \text{ daN} < \varphi R A \psi = 1 \times 17 \times 3000 \times 0,76 = 38760 \text{ daN}$$

Condiția de verificare este îndeplinită

b). Secțiunea 2-2 - perete exterior

Încărcarea de calcul în secțiune crește față de secțiunea precedentă (1-1) cu încărcarea dată de 95cm de perete exterior, inclusiv tencuiala exterioară de 2,5cm respectiv interioară de 1,5cm - $N_{\text{zid}} + N_{\text{tencuială}}$

$$N_{2-2} = N_{1-1} + N_{\text{zid}} + N_{\text{tencuială}}$$

$$N_{\text{zid}} = 1,2 \times 0,95 \times 0,30 \times 1450 \times 1,0 = 496 \text{ daN}$$

$$N_{\text{tencuială}} = 1,3 \times 0,95 \times (0,025 + 0,015) \times 1900 \times 1,0 = 94 \text{ daN}$$

$$N_{2-2} = 3075 + 496 + 94 = 3665 \text{ daN}$$

$$\varphi = 0,90 - \text{coeficientul de flambaj calculat anterior}$$

$$R = 17 \text{ daN/cm}^2$$

$$A = 30 \times 100 = 3000 \text{ cm}^2$$

$$e_0 = \frac{2}{3} e_{01-1} = \frac{2}{3} 4,7 = 3,1$$

⇒ compresiune excentrică cu mică excentricitate

$$\psi = \frac{1}{1 + \frac{2e_0}{t}} = \frac{1}{1 + \frac{6,2}{30}} = 0,83$$

- relația de verificare în secțiune este:

$$N \leq \varphi R A \psi$$

$$N = 3665 \text{ daN} < \varphi R A \psi = 0,90 \times 17 \times 3000 \times 0,83 = 38097 \text{ daN}$$

Condiția de verificare este îndeplinită

c). Secțiunea 3-3

Încărcarea totală axială (N_c) din secțiunea 3-3 se obține din încărcarea totală din secțiunea 1-1 la care se adaugă greutatea fâșiei de 1m din întreg peretele de la etaj inclusiv tencuiala și greutatea centurii planșeului peste parter.

$$N_c = N_{1-1} + N_{\text{zid}} + N_{\text{centură}}$$

$$N_{\text{zid}} = 1,2 \times 2,60 \times 0,30 \times 1450 \times 1,0 = 1357 \text{ daN}$$

$$N_{\text{tencuială}} = 1,3 \times 2,80 \times (0,025 + 0,015) \times 1900 \times 1,0 = 276 \text{ daN}$$

$$N_{\text{centură}} = 1,3 \times 0,20 \times 0,25 \times 2500 \times 1,0 = 163 \text{ daN}$$

$$N_c = 3574 + 1357 + 276 + 163 = 5370 \text{ daN}$$

Încărcarea excentrică adusă de planșeu este:

$$P = p_p \cdot S_3 = 607 \times 2,11 = 1281 \text{ daN}$$

- excentricitatea totală în secțiunea 3-3 perete interior este:

$$e_0 = e_1 + e_a + e_v$$

$$e_1 = 0,4t \frac{P}{P + N_c} = 12,0 \frac{1281}{6651} = 2,3 \text{ cm}$$

$$t = 30 \text{ cm} - \text{grosimea zidului}$$

$$e_v = \frac{M_{3-3}}{N} = \frac{12 \times 100}{6651} = 0,2 \text{ cm}$$

$$e_a = 0$$

$$e_0 = 2,3 + 0,2 = 2,5 < 0,45y = 6,8 \text{ cm}$$

$$y = \frac{t}{2} = 15 \text{ cm}$$

⇒ compresiune excentrică cu mică excentricitate

- relația de verificare în secțiune este:

$$N \leq \varphi R A \psi$$

$$N_{3-3} = P + N_c = 6651 \text{ daN}$$

$$\varphi = 1$$

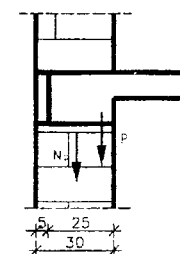
$$R = 17 \text{ daN/cm}^2$$

$$A = 30 \times 100 = 3000 \text{ cm}^2$$

$$\psi = \frac{1}{1 + \frac{2e_0}{t}} = \frac{1}{1 + \frac{5,0}{30}} = 0,80$$

$$N_{3-3} = 6651 \text{ daN} < \varphi R A \psi = 1 \times 17 \times 3000 \times 0,80 = 40800 \text{ daN}$$

Condiția de verificare este îndeplinită



d). Secțiunea 4-4

Încărcarea de calcul în secțiune crește față de secțiunea precedentă (3-3) cu încărcarea dată de 95cm de perete exterior, inclusiv tencuiala exterioară de 2,5cm respectiv interioară de 1,5cm – $N_{zid} + N_{tencuiala}$

$$N_{4-4} = N_{3-3} + N_{zid} + N_{tencuiala}$$

$$N_{zid} = 1,2 \times 0,95 \times 0,30 \times 1450 \times 1,0 = 496 \text{ daN}$$

$$N_{tencuiala} = 1,3 \times 0,95 \times (0,025 + 0,015) \times 1900 \times 1,0 = 94 \text{ daN}$$

$$N_{4-4} = 6651 + 496 + 94 = 7241 \text{ daN}$$

$$\varphi = 0,90 - \text{coeficientul de flambaj calculat anterior}$$

$$R = 17 \text{ daN/cm}^2$$

$$A = 30 \times 100 = 3000 \text{ cm}^2$$

$$e_0 = \frac{2}{3} e_{03-3} = \frac{2}{3} 2,5 = 1,7$$

⇒ compresiune excentrică cu mică excentricitate

$$\psi = \frac{1}{1 + \frac{2e_0}{t}} = \frac{1}{1 + \frac{3,4}{30}} = 0,90$$

- relația de verificare în secțiune este:

$$N \leq \varphi R A \psi$$

$$N_{4-4} = 7241 \text{ daN} < \varphi R A \psi = 0,90 \times 17 \times 3000 \times 0,90 = 41310 \text{ daN}$$

Condiția de verificare este îndeplinită

e). Secțiunea 5-5

Încărcarea totală din secțiunea 5-5 se obține din încărcarea totală din secțiunea 3-3 la care se adaugă greutatea fâșiei de 1m din întreg peretele de la parter inclusiv tencuiala.

$$N_{5-5} = N_{3-3} + N_{zid} + N_{tencuiala}$$

$$N_{zid} = 1,2 \times 2,60 \times 0,30 \times 1450 \times 1,0 = 1357 \text{ daN}$$

$$N_{tencuiala} = 1,3 \times 2,80 \times (0,025 + 0,015) \times 1900 \times 1,0 = 276 \text{ daN}$$

$$N_{5-5} = 6651 + 1357 + 276 = 8284 \text{ daN}$$

$$\varphi = 1$$

$$R = 17 \text{ daN/cm}^2$$

$$A = 25 \times 100 = 2500 \text{ cm}^2$$

$$M_{5-5} = 0 \Rightarrow e_0 = 0$$

⇒ compresiune centrică

- relația de verificare în secțiune este:

$$N \leq \varphi R A$$

$$N_{5-5} = 8284 \text{ daN} < \varphi R A = 1,0 \times 17 \times 3000 \times 1 = 51000 \text{ daN}$$

Condiția de verificare este îndeplinită

CAP 8. ELEMENTE DE PROIECTARE A FUNDAȚIILOR

8.1 ELEMENTE GENERALE DE CALCUL ȘI PROIECTARE A FUNDAȚIILOR

Soluția de fundare ce se pretează la clădirile de locuit cu structura din zidărie este cea a fundațiilor continue (în fâșie) sub ziduri. În cazul în care arhitectura construcției impune realizarea unor stâlpi izolați pentru aceștia se realizează fundații izolate sub stâlpi. Aceste tipuri de fundații sunt fundații directe de mică adâncime (de suprafață).

Etapele de proiectare a fundațiilor directe de mică adâncime [27] sunt următoarele:

- stabilirea adâncimii de fundare;
- alegerea tipului de fundație în funcție de natura terenului de fundare, natura și mărimea încărcărilor construcției alcătuirea suprastructurii, etc;
- alegerea materialului din care se execută fundațiile;
- calculul de dimensionare a fundațiilor.

Adâncimea de fundare

Adâncimea de fundare D_f se stabilește în funcție de următorii factori:

- adâncimea de îngheț;
- natura terenului de fundare;
- dimensiunile minime constructive ale fundației;
- existența respectiv inexistența subsolului.

Adâncimea de fundare [50] se consideră la construcțiile fără subsol de la cota terenului sistematizat iar la cele cu subsol de la cota pardoselii subsolului, având în vedere că în acest caz adâncimea minimă de fundare este de 50cm, neexistând posibilitatea de îngheț.

Dacă terenul de fundare este alcătuit din mai multe straturi cu caracteristici geotehnice diferite, fundația trebuie să se încastreze minim 20cm în terenul de fundare.

În cazul terenurilor dificile (pământuri sensibile la umezire, pământuri cu contracții și umflări mari etc.) adâncimea de fundare se stabilește în conformitate cu prescripțiile tehnice în vigoare specifice acestor pământuri

Adâncimea de îngheț (H_i) este dată în funcție de zona geografică în STAS 6054-77 [50] (figura 8.1).

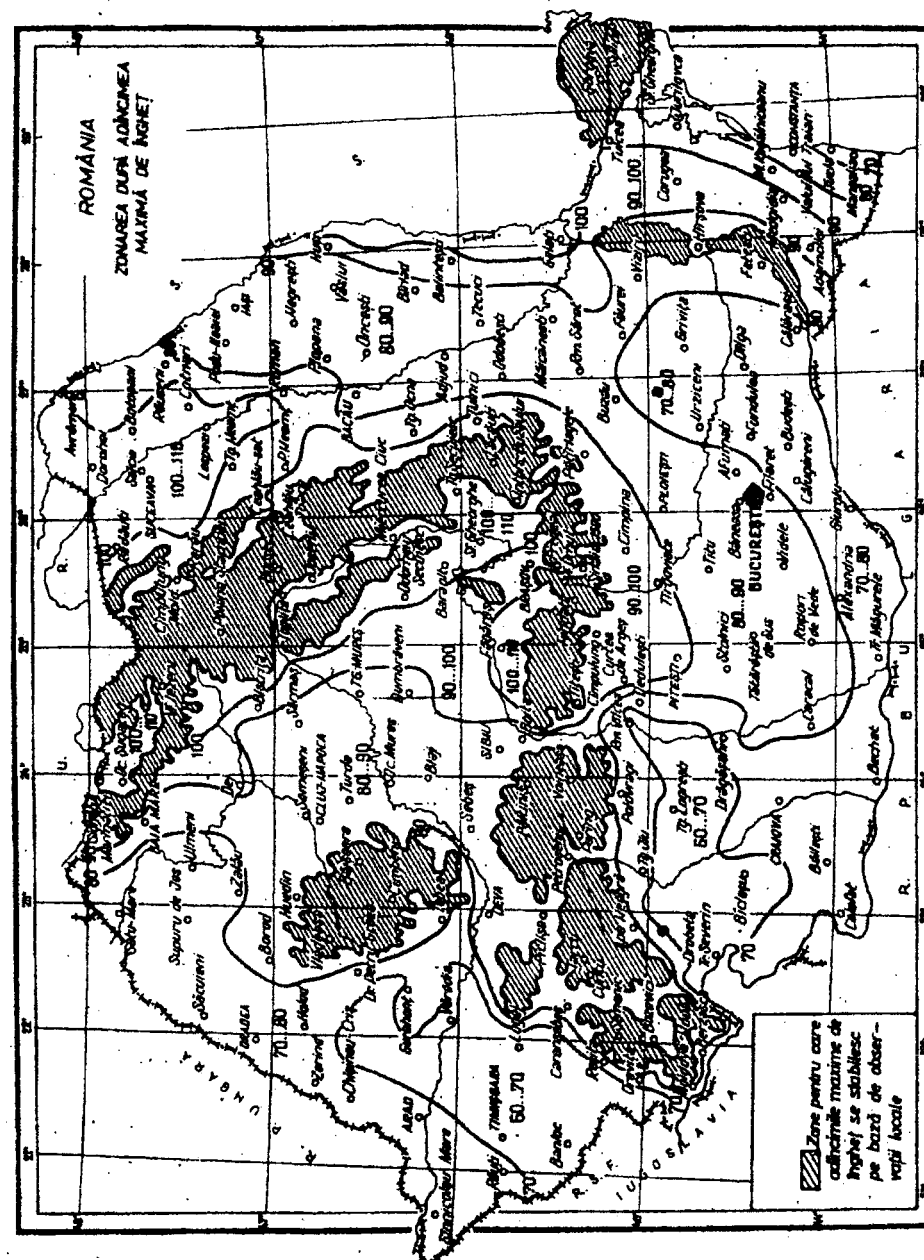


Fig. 8.1 – Zona de adâncime de îngheț

Referitor la adâncimea de îngheț, adâncimea minimă de fundare se stabilește conform tabelului 8.1

Tabelul 8.1

Terenul de fundare	H_i = adâncimea de îngheț conform STAS 6054-77 (cm)	H = adâncimea apei subterane față de cota terenului nivelat (m)	Adâncimea minimă de fundare			
			Terenuri supuse acțiunii înghețului (în spații reci și neîncălzite)		Terenuri ferite de acțiunea înghețului (în spații calde sau încălzite)	
			construcții		construcții fără subsol	construcții cu subsol
			definitive	provizorii		
Roci stâncoase	oricare	oricare	30...40	20	20	20
Pietrișuri curate, balast, cuarț, nisipuri mari și mijlocii curate, necoezive	oricare	$H \geq 2,00$	H_i	40	40	40
		$H < 2,00$	$H_i + 10$	50	40	40
Pietriș sau balast cu liant argilos, nisip argilos, argilă grasă	$H_i \leq 70$	$H \geq 2,00$	80	70	50	40
	$H_i > 70$	$H > 2,00$	90	80	50	40
Nisip fin, prăfos, praf argilos, argilă prăfoasă și nisipoasă, măr, nămol	$H_i \leq 70$	$H \geq 2,50$	80	70	50	40
	$H_i > 70$	$H < 2,50$	$H_i + 10$	80	50	40
		$H < 2,50$	$H_i + 20$	90	50	40

Materiale

Materialele utilizate la realizarea fundațiilor sunt zidăria de piatră sau cărămidă (utilizată în tot mai mică măsură) și betonul. Se poate folosi beton simplu, beton armat și beton ciclopian. Betonul ciclopian se utilizează la fundațiile masive în scopul reducerii consumului de beton.

Proiectantul trebuie să stabilească tipul și calitatea betoanelor utilizate la realizarea fundațiilor în funcție de solicitări și influența condițiilor de mediu asupra durabilității betonului conform NE 012-1999.[20]

Clasele minime de beton se stabilesc astfel:

Beton simplu

- $< C 2.8/3.5$ - pentru umpluturi și egalizări;
- $C 2.8/3.5$ – pentru egalizări și umpluturi în situații speciale justificate de proiectant și pentru fundații continue, blocuri de fundații cu cuzinet neancorat sau situate în pământuri cu variații mici de umiditate, la clădiri de locuit având

până la S+P+4E numai în cazul fundațiilor situate deasupra nivelului maxim al apei freatice;

- C 6/7,5 – la fundații continue la clădiri cu mai mult de două niveluri expuse la variații de umiditate, situate în zona de fluctuație a apei freatice sau în contact cu aceasta, pentru blocuri de fundație cu cuzinetul ancorat și tălpi de fundații izolate sau continue, relativ slab solicitate (de regulă cele armate constructiv cu bare din oțel OB 37) și neexpuse la acțiuni agresive.

În elementele masive de beton, care nu sunt supuse la acțiunea mediilor agresive, se poate folosi betonul ciclopian. Proporția de material înglobat este de maxim 50% pentru beton până la C6/7,5 și de maxim 30% pentru beton de clasă peste C6/7,5

Beton armat:

- C 8/10 – la tălpi de fundații izolat sau continue;
- C 12/15 – la fundații supuse la solicitări importante și fundații supuse la acțiuni dinamice.

Tipurile de oțel utilizate curent în elementele de beton armat pentru fundații în funcție de domeniul de aplicare sunt:

- Oțel rotund – OB 37 ca și armătură constructivă sau armătură de rezistență;
- Sârmă trasă netedă STNB ca și armătură de rezistență, numai sub formă de plase sau carcase sudate, în elemente de beton de clasă cel puțin C 8/10;
- Oțel beton cu profil periodic PC52 și oțel cu caracteristici similare oțelului PC 60 ca și armătură de rezistență în elemente din beton de clasă cel puțin C12/15.

Calculul de dimensionare a fundațiilor constă în stabilirea dimensiunilor în plan a bazei (tălpii) pe baza calculului terenului de fundare și în stabilirea secțiunii transversale verticale a fundației pe baza calculului de dimensionare din condiția de rezistență a materialului din care se execută fundația.

Dimensiunile în plan ale tălpii fundației se determină astfel încât să fie asigurate condițiile de rezistență și stabilitate și exploatare normală a construcției, impunându-se verificarea următoarei condiții generale:

$$P_{efmax} \leq P_{tr} \quad (8.1)$$

în care:

P_{efmax} – presiunea efectivă maximă transmisă terenului de fundare de către fundație la nivelul tălpii sale (pe suprafața de contact).

P_{tr} – presiunea maximă acceptată pe terenul de fundare la care sunt asigurate condițiile de rezistență, stabilitate și exploatare normală a construcției.

Presiunea maximă acceptată pe terenul de fundare p_{tr} depinde de modul de efectuare a calculului terenului de fundare existând trei posibilități:

- pe baza presiunilor convenționale;
- la starea limită de deformații (SLD);
- la starea limită de capacitate portantă (SLCP).

Calculul terenului de fundare se efectuează diferențiat în funcție de:

- clasa de importanță a construcției;
- sistemul static și alcătuirea constructivă a structurii;
- cerințele procesului tehnologic;
- natura terenului de fundare;
- faza de proiectare.

Calculul terenului de fundare pe baza presiunilor convenționale se poate efectua atât ca și calcul preliminar (predimensionare), cât și ca și calcul definitiv în cazul îndeplinirii anumitor condiții.

În cazul utilizării presiunilor convenționale în calculul definitiv se consideră implicit îndeplinite condițiile calculului la starea limită de deformație și la starea limită de capacitate portantă, ca stări limite ultime.

Calculul definitiv al terenului de fundare pe baza presiunilor convenționale se efectuează în cazul îndeplinirii simultane a următoarelor condiții:

- construcții obișnuite, nesensibile la tasări, fără restricții în exploatare;
- terenuri bune de fundare.

Din punct de vedere al efectuării calculului terenului de fundare, construcțiile și terenurile de fundare se clasifică astfel:

- după clasa de importanță:
 - construcții speciale (din clasele de importanță I și II)
 - construcții obișnuite (din clasele de importanță III, IV și V)
- după sensibilitatea la tasări:
 - construcții sensibile la tasări;
 - construcții nesensibile la tasări.

Orientativ, construcții nesensibile la tasări se consideră cele cu structura static determinată, cu structura în cadre sau mixtă (cadre și diafragme) cu maximum 6 niveluri, având travei de maximum 6m și deschideri de maximum 9m sau cu structura din pereți portanți (zidărie, panouri mari, diafragme) având maximum 6 niveluri.

- după existența restricțiilor de deformații în exploatare:
 - construcții cu restricții;
 - construcții fără restricții.
- după tipul terenului:
 - terenuri bune;
 - terenuri dificile.

Terenurile bune se consideră cele precizate în tabelul 8.2.

Clădirile de locuit cu regim mic de înălțime sunt construcții obișnuite (în general clasa IV de importanță), nesensibile la tasări (structura cu pereți portanți) și fără restricții de deformații în exploatare.

Deci, în condițiile unui teren bun de fundare (conform tabelului 8.2), se pretează calculul terenului de fundare pe baza presiunilor convenționale.

Tabelul 8.2

Nr. crt.	Tipul de teren
1.	Blocuri, bolovănișuri sau pietrișuri conținând mai puțin de 40% nisip și mai puțin de 30% argilă, în condițiile unei stratificații practic uniforme și orizontale (având înclinarea mai mică de 10%).
2.	Pământuri nisipoase, inclusiv nisipuri prăfoase, îndesate sau cu îndesare medie, în condițiile unei stratificații practic uniforme și orizontale.
3.	Pământuri coezive cu plasticitate redusă: nisipuri argiloase, prafuri nisipoase și prafuri, având $e \leq 0,7$ și $I_c \geq 0,5$ în condițiile unei stratificații practic uniforme și orizontale.
4.	Pământuri coezive cu plasticitate medie: nisipuri argiloase, prafuri nisipoase-argiloase, având $e \leq 1$ și $I_c \geq 0,5$ în condițiile unei stratificații practic uniforme și orizontale.
5.	Pământuri coezive cu plasticitate mare: argile nisipoase, argile prăfoase și argile, având $e \leq 1,1$ și $I_c \geq 0,5$ în condițiile unei stratificații practic uniforme și orizontale.
6.	Roci stâncoase și semistâncoase în condițiile unei stratificații practic uniforme și orizontale.
7.	Orice combinație între stratificațiile precizate la nr. crt. 1...6.
8.	Umpluturi de proveniență cunoscută realizate organizat, conținând materii organice sub 5%.

În cazul terenurilor dificile este necesară efectuarea calculului la starea limită de deformății (SLD) sau la starea limită de capacitate portantă (SLCP), conform STAS 3300/2-85 [51].

8.2 CALCULUL TERENULUI DE FUNDARE PE BAZA PRESIUNILOR CONVENȚIONALE

La calculul preliminar sau definitiv al terenului de fundare pe baza presiunilor convenționale trebuie să se respecte condițiile:

- la încărcări centrice:

$$p_{ef} \leq p_{conv} \text{ în gruparea fundamentală; } (8.2)$$

$$p'_{ef} \leq 1,2p_{conv} \text{ în gruparea specială. } (8.3)$$

- la încărcări excentrice după o singură direcție:

$$p_{ef \max} \leq 1,2p_{conv} \text{ în gruparea fundamentală; } (8.4)$$

$$p'_{ef \max} \leq 1,4p_{conv} \text{ în gruparea specială. } (8.5)$$

- la încărcări excentrice după ambele direcții:

$$p_{ef \max} \leq 1,4p_{conv} \text{ în gruparea fundamentală; } (8.6)$$

$$p'_{ef \max} \leq 1,6p_{conv} \text{ în gruparea specială. } (8.7)$$

în care:

p_{ef} , p'_{ef} – presiunea medie verticală pe talpa fundației provenită din încărcările de calcul în gruparea fundamentală, respectiv în gruparea specială;

p_{conv} – presiunea convențională;

$p_{ef \max}$, $p'_{ef \max}$ – presiunea efectivă maximă pe talpa fundației provenite din încărcările de calcul în gruparea fundamentală, respectiv în gruparea specială.

Presiunea convențională se determină cu relația:

$$p_{conv} = \bar{p}_{conv} + C_B + C_D \quad (8.8)$$

în care:

$\bar{p}_{conv}$ – valoarea de bază a presiunii convenționale, [kPa];

C_B – corecția de lățime, [kPa];

C_D – corecția de adâncime, [kPa].

Natura terenului de fundare precum și principalele caracteristici geotehnice ale diferitelor straturi ce alcătuiesc terenul de fundare rezultă în urma unui studiu geotehnic efectuat în amplasament de către specialiști geotehnicieni. Tot studiul geotehnic ne dă informații cu privire la existența și nivelul apelor subterane din teren, acesta fiind un factor hotărâtor la proiectarea fundațiilor.

Valorile presiunilor convenționale de bază pentru terenurile de fundare stâncoase, terenurile de fundare necoezive, terenurile de fundare coezive respectiv pentru umpluturi sunt date în tabelele 8.3...8.6.

Tabelul 8.3

Denumirea terenului de fundare		$\bar{p}_{\text{conv}}$ [kPa]
Roci stâncoase		1000...6000
Roci semistâncoase	Marne, marne argiloase și argile marnoase compacte	350...1100
	Șisturi argiloase, argile șistoase și nisipuri cimentate	600...850

Observație: în intervalul indicat, valorile $\bar{p}_{conv}$ se aleg ținând seama de compactitatea și starea de degradare a rocii stâncoase sau semistâncoase. Ele nu variază cu adâncimea de fundare și dimensiunile în plan ale fundațiilor.

Tabelul 8.4

Denumirea terenului de fundare		Îndesate ^{a)}	Îndesare medie ^{a)}	
		$\bar{p}_{conv}$ [kPa]		
Pământuri necoezive	Blocuri și bolovănișuri cu interspații umplute cu nisip si pietriș		750	
	Blocuri cu interspații umplute cu pământuri argiloase		350...600 ^{b)}	
	Pietrișuri curate (din fragmente de roci cristaline)		600	
	Pietrișuri cu nisip		550	
	Pietrișuri din fragmnete de roci sedimentare		350	
	Pietrișuri cu nisip argilos		350...500 ^{b)}	
	Nisip mare		700	600
	Nisip mijlociu		600	500
	Nisip fin	uscat sau umed	500	350
		foarte umed sau saturat	350	250
	Nisip fin prăfos	uscat	350	300
		umed	250	200
foarte umed sau saturat		200	150	

a) În cazul în care datorită pământului nu este posibilă prelevarea de probe netulburate, stabilirea gradului de îndesare se poate face pe baza penetrării dinamice în foraj sau a penetrării statice.

b) În intervalul indicat, valorile se aleg ținând seama de consistența pământului argilos aflat în interspații interpolând între valorile minime pentru $I_C = 0,5$ și maxime corespunzător lui $I_C = 1$.

Tabelul 8.5

Denumirea terenului de fundare		Indicele porilor ^{b)} e	Consistența ^{a) b)}	
			$I_C = 0,5$	$I_C = 1$
		$\bar{p}_{conv}$ [kPa]		
Pământuri coezive	Cu plasticitate redusă ($I_p \leq 10\%$): nisip argilos, praf nisipos, praf	0,5	300	350
		0,7	275	300
	Cu plasticitate mijlocie ($10\% < I_p \leq 20\%$): nisip argilos, praf nisipos argilos, praf argilos, argilă prăfoasă-nisipoasă, argilă nisipoasă, argilă prăfoasă.	0,5	300	350
		0,7	275	300
		1,0	200	250
	Cu plasticitate mare și foarte mare ($I_p > 20\%$): argilă nisipoasă, argilă prăfoasă, argilă, argilă grasă.	0,5	550	650
		0,6	450	525
		0,8	300	350
		1,1	225	300

a) În cazul în care datorită pământului nu este posibilă prelevarea de probe netulburate, stabilirea gradului de îndesare se poate face pe baza penetrării dinamice în foraj sau a penetrării statice.

b) La pământuri coezive având valori intermediare ale indicelui porilor e și indicelui de consistență I_C , se admite interpolarea liniară a valorilor presiuni convenționale de calcul după I_C și e, succesiv.

Tabelul 8.6

Denumirea terenului de fundare		Pământuri nisipoase și zguri (cu excepția nisipurilor prăfoase) având:		Nisipuri prăfoase coezive, cenușii etc. având:	
		S _r ^{b)}			
		≤0,5	≥0,8	≤0,5	≥0,8
		p _{conv} [kPa]			
Umpluturi ^{a)}	Umpluturi din pământuri omogene realizate și compactate în mod organizat (perne, ramblee)	250	200	180	150

a) Umpluturi cu conținut de materii organice mai mic de 5%

b) Pentru valori $0,5 < S_r < 0,8$ valorile presiunii convenționale se determină prin interpolare liniară.

Valorile de bază din tabelele 8.4...8.7 corespund cu presiunile convenționale pentru fundații având lățimea tălpii $B = 1,0m$ și adâncimea de fundare față de nivelul

terenului sistematizat $D_f = 2,0m$. Pentru alte lățimi ale tălpii sau alte adâncimi de fundare presiunea convențională se determină cu relația (8.8).

Corecția de lățime C_B pentru $B \leq 5m$ se determină cu relația:

$$C_B = \bar{p}_{conv} K_1(B-1) \quad (8.9)$$

în care:

K_1 – coeficient, care este egal cu 0,1 pentru pământuri necoezive (cu excepția nisipurilor prăfoase) și este egal cu 0,05 pentru nisipuri prăfoase și pământuri coezive;

B – lățimea fundației, [m];

Pentru $B > 5m$ corecția de lățime este:

$C_B = 0,4 \bar{p}_{conv}$ - pentru pământuri necoezive cu excepția nisipurilor prăfoase;

$$C_B = 0,2 \bar{p}_{conv} - \text{pentru nisipuri prăfoase și pământuri coezive.} \quad (8.12)$$

Corecția de adâncime C_D se determină cu relațiile:

- pentru $D_f < 2m$

$$C_D = \bar{p}_{conv} \cdot \frac{D_f - 2}{4} \quad (8.11)$$

- pentru $D_f > 2m$

$$C_D = K_2 \bar{\gamma}(D_f - 2) \quad (8.12)$$

în care:

D_f – adâncimea de fundare, [m];

K_2 – coeficient conform tabelului 8.8;

$\bar{\gamma}$ – greutatea volumică de calcul a straturilor situate deasupra nivelului tălpii fundației (calculate ca medie ponderată cu grosimea straturilor), [kN/m^3];

Tabelul 8.7

Denumirea pământurilor	K_2
Pământuri necoezive, cu excepția nisipurilor prăfoase	2,5
Nisipuri prăfoase și pământuri coezive cu plasticitate redusă și mijlocie	2,0
Pământuri coezive cu plasticitate mare și foarte mare	1,5

La construcțiile cu subsol se adoptă corecția de adâncime corespunzătoare valorii celei mai mici dintre D_f și D'_f , în care:

D_f – adâncimea de fundare măsurată față de cota terenului sistematizat, la exteriorul zidului de subsol;

$$D'_f = \frac{q}{\gamma} \quad (8.13)$$

q – supraîncărcarea permanentă aplicată la nivelul tălpii fundației în partea interioară a zidului de subsol, [kPa];

γ – greutatea volumică de calcul a straturilor situate deasupra tălpii fundației (calculată ca medie ponderată cu grosimea straturilor), la interiorul zidului de subsol.

8.3 FUNDAȚII CONTINUE DIN BETON SIMPLU

La clădirile de locuit cu pereți structurali, fundațiile continue sub pereți se pot executa sub formă de:

- fundații continue din beton simplu;
- fundații continue din beton armat;
- fundații continue cu descărcări pe reazeme izolate.

Fundațiile continue din beton simplu sunt cele mai frecvent folosite pentru pereții din zidărie de cărămidă, blocuri ceramice, b.c.a. etc.

După forma secțiunii, fundațiile continue se pot realiza dreptunghiulare (fig.8.2a), sau în una sau mai multe trepte. (fig.8.2b,c).

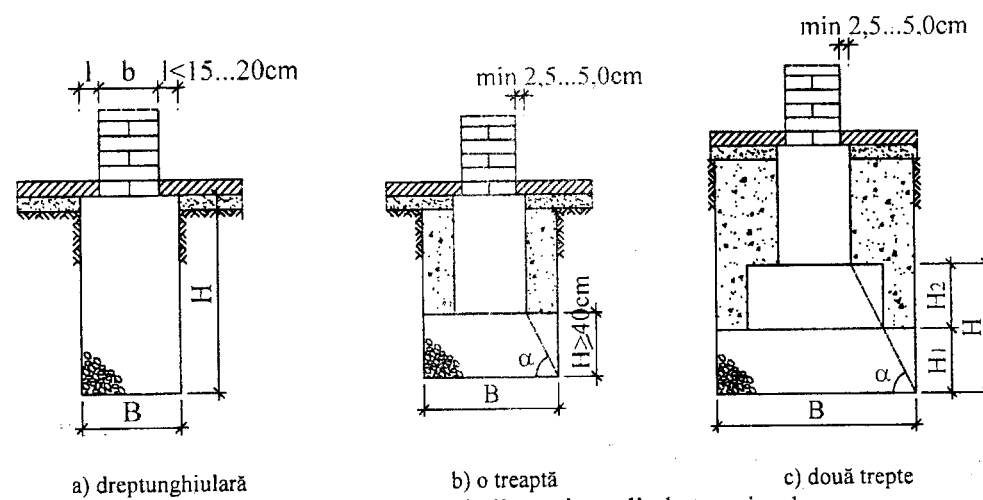


Fig. 8.2 - Tipuri de fundații continue din beton simplu

Fundațiile cu secțiunea dreptunghiulară se recomandă a se utiliza când talpa fundației rezultă mai lată decât peretele sau soclul de deasupra cu cel mult 15...20cm de fiecare parte. La lățimi ce depășesc valorile menționate mai sus se recomandă fundații în trepte.

Lățimea tălpii fundației (B) se realizează mai mare decât grosimea zidului cu minim 2,5cm de fiecare parte a zidului și de lățime minim necesară pentru executarea săpăturilor în șanț continuu, lățimi minime date în tabelul 8.8.

Tabelul 8.8

Adâncimea săpăturii h [m]	Lățimea minimă [m]
$h \leq 0,40$	0,30
$0,40 < h \leq 0,70$	0,40
$0,70 < h \leq 1,10$	0,45
$h > 1,10$	0,50

Înălțimea tălpii fundației din beton simplu va fi de minimum 40cm. La fundațiile în trepte, înălțimea primei trepte va fi de cel puțin 40cm iar înălțimea următoarelor de cel puțin 35cm. Raportul dintre înălțimea și lățimea treptelor ($\tan \alpha$) trebuie să fie cel puțin egală cu valorile din tabelul următor (8.9):

Tabelul 8.9

Presiunea maximă pe teren [kPa]	Valori minime ale $\tan \alpha$		
	C 2,8/ 3,5	C 4/5	C 6/7,5
200	1,3	1,2	1,1
250	1,5	1,3	1,2
300	1,6	1,4	1,3
350	1,7	1,5	1,4
400	1,8	1,6	1,5
600	-	-	1,8

La clădirile fără subsol, fundațiile pereților exteriori se alcătuiesc diferit în funcție de diferența de nivel dintre cota pardoselii parterului și cota trotuarului, conform figurilor 8.3 a...c, astfel:

- fig. 8.3a pentru cazul când pardoseala este la aceeași cotă cu cea a trotuarului;
- fig. 8.3b când pardoseala parterului pe umplutură este pînă la 15cm deasupra cotei trotuarului;
- fig. 8.3c când pardoseala parterului pe umplutură este mai mult de 15cm deasupra cotei trotuarului.

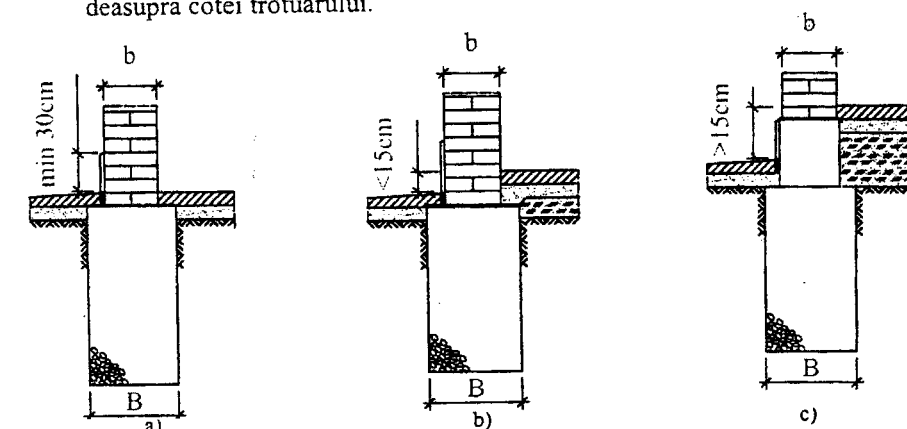


Fig. 8.3 – Fundații la pereții exteriori ai clădirilor fără subsol

În toate cazurile când trotuarul se realizează pe umplutură, se va prevedea un soclu de beton.

La clădirile cu subsol, fundațiile continue sub pereții exteriori și interiori se execută de regulă cu secțiune dreptunghiulară, având înălțimea minimă de 40cm. Talpa fundației se face mai lată spre exterior decât peretele subsolului pentru a se realiza suportul necesar protecției hidroizolației (figura 8.4)

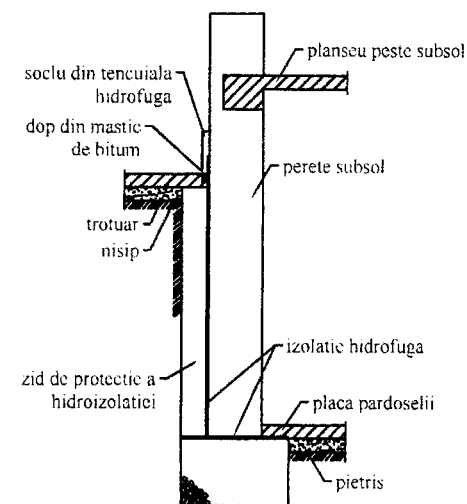


Fig. 8.4 - Fundațiile continue sub pereții exteriori ai clădirilor cu subsol

Fundațiile pereților interiori, la clădirile cu subsol, se alcătuiesc conform figurii 8.5a, când întregul subsol este la același nivel, respectiv conform figurii 8.5b, când pardoseala subsolului se află la cote diferite.

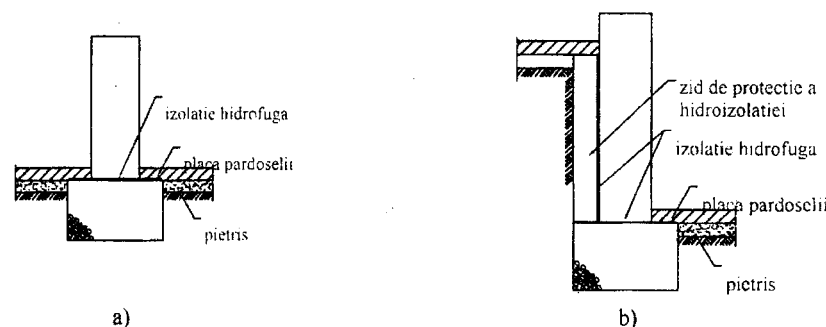


Fig. 8.5 - Fundațiile continue sub pereții interiori ai clădirilor cu subsol

Betonul utilizat la executarea fundațiilor continue se alege conform paragrafului 8.1.

Dimensionarea fundațiilor continue din beton simplu

Stabilirea dimensiunilor fundațiilor continue din beton simplu sub pereții portanți de zidărie se reduce la determinarea lățimii fundației (B) și a înălțimii acesteia (H). Se consideră în calcul un tronson de lungime unitară pe toată verticala construcției pe care se evaluează suma tuturor încărcărilor transmise fundației (Q), sub forma unei încărcări liniar distribuite. În cele mai multe situații, dacă sunt dezvoltate simetric față

de peretele de zidărie, fundațiile continue sub pereți sunt solicate la compresiune centrică (fig. 8.6)

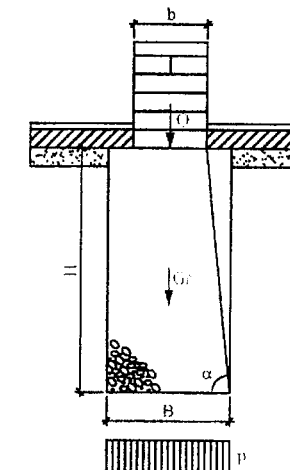


Fig. 8.6 - Fundație continuă sollicitată centric

În cazul în care calculul terenului de fundare se face pe baza presiunilor convenționale, presiunea pe talpa fundației, corespunzătoare încărcărilor de calcul trebuie să îndeplinească condiția:

$$p = \frac{Q + G_f}{B \times 1,0} \leq p_{\text{conv}} \quad (8.14)$$

în care:

Q - încărcarea de calcul dată de 1m liniar de perete asupra fundației;

G_f - greutatea proprie de calcul a unui metru liniar din fundație (inclusiv a umpluturii de pământ la fundațiile în trepte);

Greutatea fundației (G_f) fiind necunoscută se poate aproxima în prima fază la valoarea:

$$G_f \approx 0,1Q \quad (8.15)$$

Punând condiția la limită $p = p_{\text{conv}}$ și înlocuind valoarea aproximativă a lui G_f rezultă lățimea minimă necesară a tălpii fundației:

$$B_{\text{nec}} = \frac{1,1Q}{p_{\text{conv}}} \quad (8.16)$$

Înălțimea minimă a fundației H se determină din condiția:

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{l} \geq \min(\text{tg} \alpha) \quad (8.17)$$

în care: $l = \frac{B-b}{2}$ (b fiind lățimea peretelui), iar valorile minime ale $\text{tg} \alpha$ sunt date în tabelul 8.9 în funcție de clasa betonului din fundație și presiunea maximă pe teren.

Fiind determinate dimensiunile geometrice ale secțiunii transversale a fundației B și H , se calculează greutatea G_f (inclusiv umplutura de pământ la fundații în trepte) și se verifică presiunea de sub talpa fundației cu relația 8.14.

Sunt situații în care fundațiile continue sub pereți sunt solicitate la compresiune excentrică. Este cazul fundațiilor dezvoltate nesimetric față de perete și a fundațiilor pentru pereții de subsoluri asupra cărora acționează împingerea pământului.

Presiunea pe teren se calculează cu relația:

$$p_{1,2} = \frac{N}{B \times 1,0} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \quad (8.18)$$

unde:

N – rezultanta tuturor încărcărilor verticale de calcul care acționează asupra fundației;

B – lățimea tălpii fundației;

$e = M/N$ – excentricitatea;

M – momentul încovoietor dat de toate forțele față de mijlocul tălpii fundației.

La calculul terenului pe baza presiunilor convenționale, relațiile de verificare a presiunii pe talpa fundației sunt:

$$p_1 = p_{\max} \leq 1,2 \cdot p_{\text{conv}} \quad (8.19)$$

$$p_2 = p_{\min} \geq 0 \quad (8.20)$$

Relația (8.20) condiționează faptul că rezultanta tuturor forțelor să se mențină în treimea mijlocie a lățimii tălpii fundației pentru ca presiunea să fie transmisă la teren pe toată talpa (figura 8.7a)

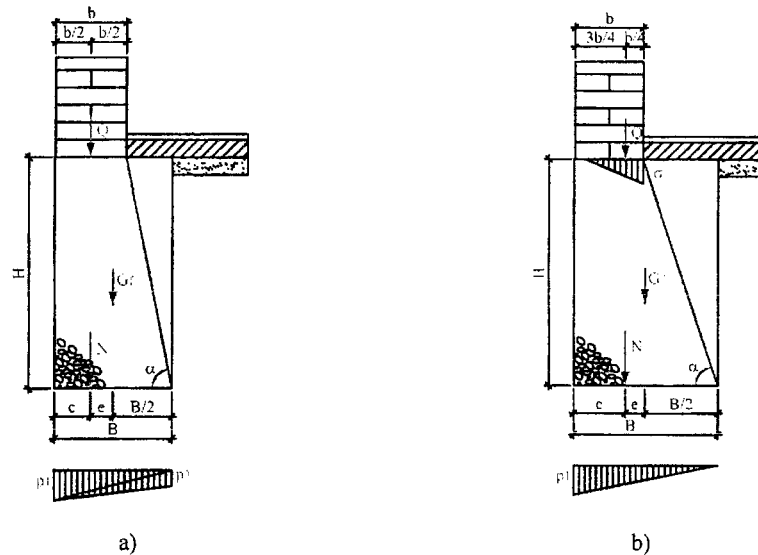


Fig. 8.7 – Fundație continuă excentrică

Greutatea proprie a fundației fiind mult mai mică decât încărcarea Q se poate admite că rezultanta N acționează în axul peretelui (fig. 8.7a), adică:

$$c \equiv \frac{b}{2} \quad (8.21)$$

$$\text{rezultă: } e = \frac{B}{2} - c \quad (8.22)$$

Punând la limită condiția ca pe talpa fundației să apară numai compresiune ($p_2=0$, respectiv $e=B/6$), rezultă valoarea maximă acceptată a lățimii tălpii fundației:

$$B_{\max} = 3c = 3 \frac{b}{2} = 1,5b. \quad (8.23)$$

La calculul fundațiilor solicitate excentric, se poate ține seama de efectul favorabil al deformărilor terenului și a tălpii fundației. Astfel, se admite ca sub acțiunea acestor deformări, rezultanta forțelor la baza peretelui (figura 8.7b) se deplasează spre centrul fundației. Această deplasare se consideră față de marginea peretelui, la cel mult 1/4 din lățimea lui, în următoarele condiții:

- peretele ce sprijină pe fundații trebuie să fie legat de construcție la partea superioară prin placa planșeului sau centura planșeului, precum și prin ziduri transversale suficient de dese (recomandabil la maximum 6 m);
- presiunea ce se dezvoltă între perete și fundație, ca urmare a deplasării rezultantei să nu depășească limita admisibilă pentru materialele din care sunt alcătuite peretele și fundația.

În aceste condiții rezultă:

$$B_{\max} = 3c = 3 \frac{3}{4} b = 2,25b \quad (8.24)$$

La fundațiile pereților de subsol, pe lângă încărcările verticale acționează și împingerea activă a pământului, pe fața exterioară a peretelui și fundației, respectiv rezistența pasivă pe partea interioară a acestuia (figura 8.8).

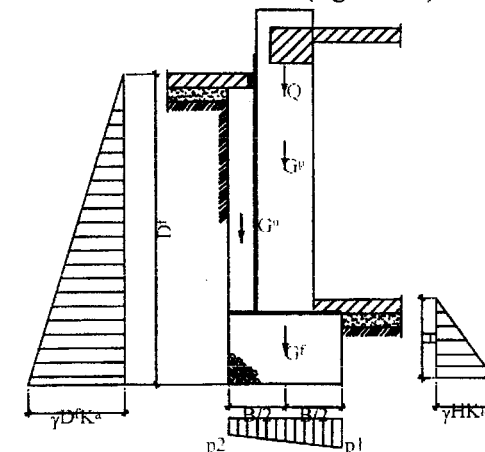


Fig. 8.8 – Schema de calcul pentru fundațiile pereților de subsol

Verificarea presiunii pe talpă se face cu relațiile 8.19 și 8.20.
Dimensiunile fundațiilor ce rezultă din calcul se rotunjesc la multiplu de 5cm.

Alte prevederi de alcătuire a fundațiilor continue sub ziduri

La fundarea pereților cu sâmburi de beton armat ce transmit forțe orizontale reduse, între sâmburi și fundație se prevede un cuzinet de repartiție din beton armat (fig. 8.9 a). Cuzinetul se poate îngloba în corpul fundației (fig. 8.9b), de asemenea talpa fundației și cuzinetul se pot lăți în plan, (fig. 8.9c).

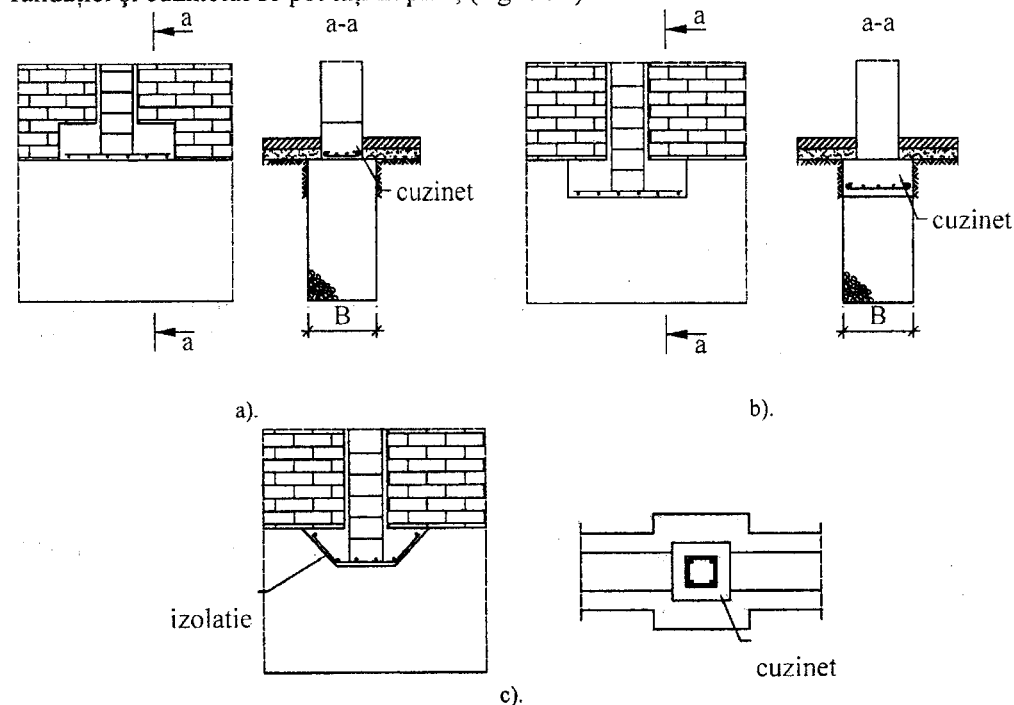


Fig. 8.9 - Fundarea pereților cu sâmburi din beton armat

În cazurile cele mai frecvente, la structurile din zidărie portantă când eforturile în stâlpi la forțe orizontale sunt mari iar distanța dintre ei este redusă ($\leq 3,00$ m), se vor prevedea în socluri și în pereții subsolului centuri continue din beton armat la nivelul plăcii parterului sub toți pereții structurali ai clădirii (figura 8.10).

Armătura stâlpișorilor ce transmit eforturi de întindere și compresiune se va ancora în socluri sau în pereții subsolului pe minim 1,00m. Dacă stâlpișorii transmit numai compresiuni, armătura lor se poate ancora în centură.

Se recomandă prevederea unei centuri suplimentare din beton armat la baza soclurilor și a pereților subsolurilor, dacă diferența de nivel față de centură de la nivelul planșeului parterului este mai mare de 1,80m, la clădiri proiectate în zona A și B de protecție antiseismică având înălțimi mai mari de 9m și la clădiri proiectate în zonele A

și B de protecție antiseismică având înălțimi mai mari de 6m. În acest caz, armătura stâlpișorilor din beton armat se va prelungi până la nivelul centurii inferioare (figura 8.11).

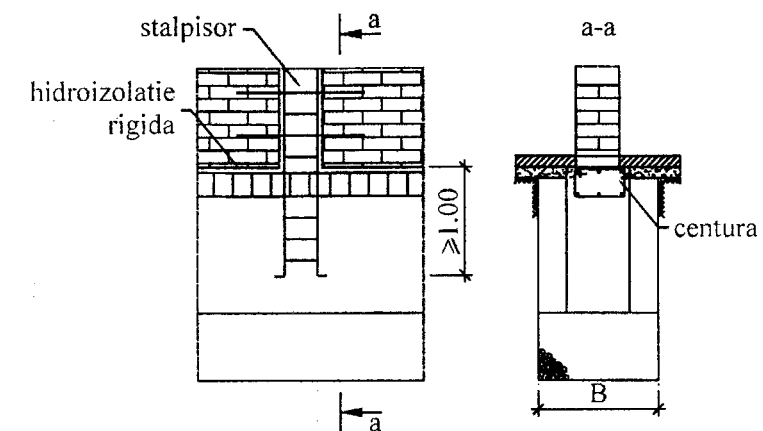


Fig. 8.10 - Centură la nivelul plăcii parterului

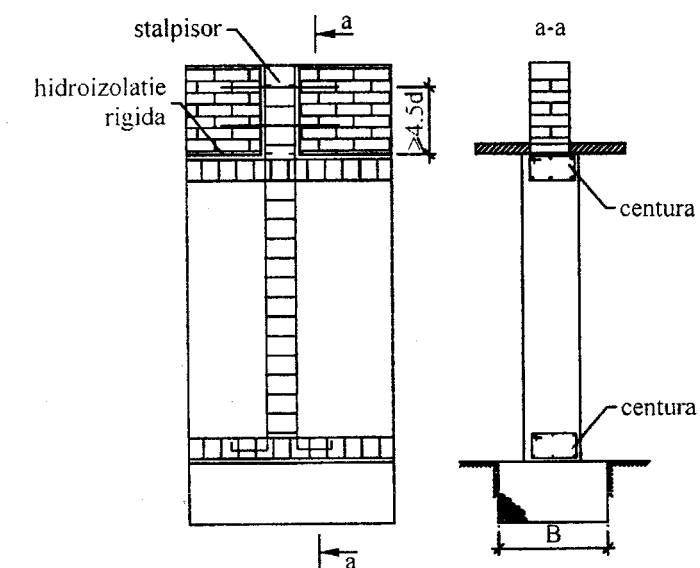


Fig. 8.11 - Două niveluri de centuri la pereții subsolului

Armăturile centurilor se vor dimensiona și alcătui în mod similar cu centurile suprastructurii din zidărie.

La racordarea fundațiilor cu adâncimi diferite (fundațiile pereților în zonele de separație ale subsolurilor pe porțiunile fără subsol, fundațiile pereților exteriori cu cei interiori, trebuie avute în vedere următoarele:

- legătura între fundațiile cu adâncimi diferite se face în mod obligatoriu în trepte;
- linia de pantă a treptelor se recomandă să rezulte astfel încât raportul ($\tan \delta$) între înălțimea treptelor și lungimea lor să nu depășească valoarea 2/3;
- înălțimea treptelor se recomandă să se limiteze la 50 cm în terenuri puțin coezive respectiv 70 cm în terenuri coezive sau compactate;
- în cazul fundațiilor în trepte, de-a lungul întregii zone de racordare cota superioară a tălpilor trebuie să rămână aceeași (fig. 8.12).

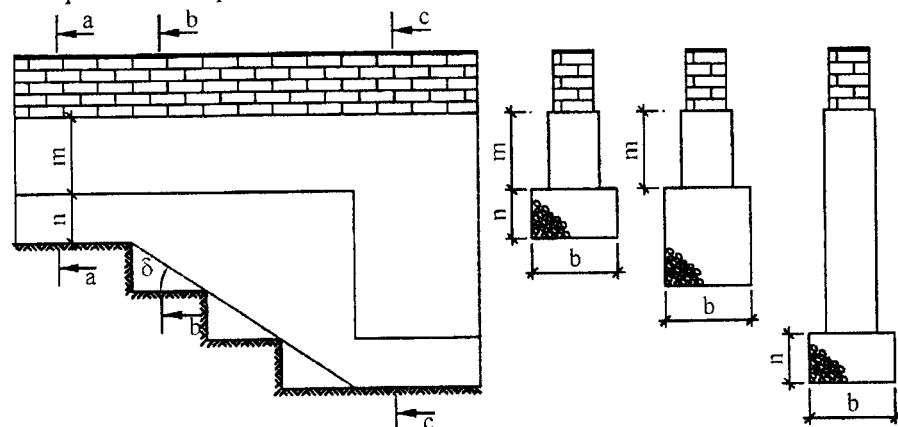


Fig. 8.12 - Racordarea fundațiilor cu adâncimi diferite

Aceste prevederi nu se aplică în cazul fundării pe roci stâncoase, la care panta fundațiilor în trepte poate fi mai mare de 2/3.

* Fundațiile continue pe terenuri în pantă se realizează prevăzându-se trepte din loc în loc, alcătuite identic ca și fundațiile cu înălțimi diferite. Dacă panta generală a terenului natural nu depășește 2,5 %, se admite executarea tălpilor fundației cu o pantă egală cu cea a terenului natural.

Fundații realizate de însăși placa suport a pardoselii

Aceste tipuri de fundații se pot executa numai sub pereții despărțitori, neportanți, transmitând plăcii o încărcare de cel mult 1000 daN/m, situați în spații protejate de îngheț.

Când placa este așezată pe teren sănătos sau umpluturi bine compactate până la 40 cm grosime și dacă pereții despărțitori transmit o încărcare de maxim 400 daN/m și au lungimi de maxim 3,00 m, placa poate fi executată din beton simplu de clasă C6/7,5 și grosimea de cel puțin 8 cm, iar dacă pereții despărțitori transmit o încărcare de peste 400 daN/m și au lungimi de peste 3,00 m se recomandă să se prevadă o armare a plăcii pe o lățime de 1,00...1,50 m cu o rețea având cel puțin 3 bare pe metru liniar, de minimum $\varnothing 5$ mm pentru STNB.

Când placa este așezată pe umpluturi de 40...120 cm grosime, dacă pereții despărțitori transmit o încărcare de maxim 400 daN/m, se recomandă să se prevadă o armătură transversală de minimum $3\varnothing 6$ /ml, pe o lățime a plăcii de 1,00...1,50 m și o armare longitudinală având minimum 4 bare $\varnothing 12$ mm, din care două bare sub perete (fig. 8.13 a), iar dacă pereții despărțitori transmit încărcări mai mari se recomandă și îngroșarea locală a plăcii (fig. 8.13b).

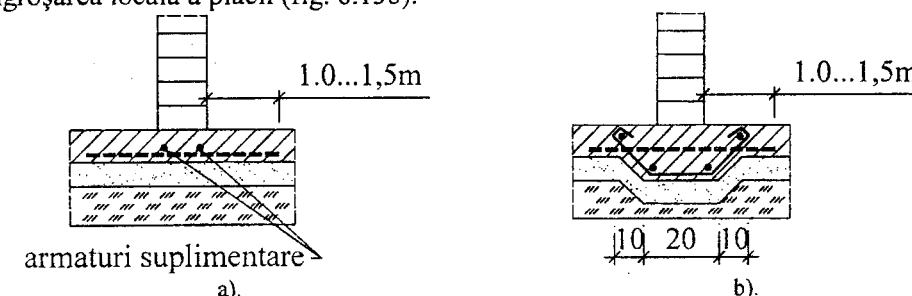


Fig. 8.13 - Fundații realizate de însăși placa suport a pardoselii

Când placa este așezată pe umpluturi de peste 120 cm grosime, se realizează fundații separate sub ziduri.

8.4 FUNDAȚII IZOLATE DIN BETON ȘI BETON ARMAT

Stâlpii din beton sau beton armat se pot integra în structurile predominant cu pereți portanți dacă soluția arhitecturală o impune.

Fundarea stâlpilor din beton armat monolit la clădirile de locuit se rezolvă prin intermediul unei fundații de suprafață izolată din beton simplu sau beton armat atunci când caracteristicile terenului de fundare permit fundarea de suprafață.

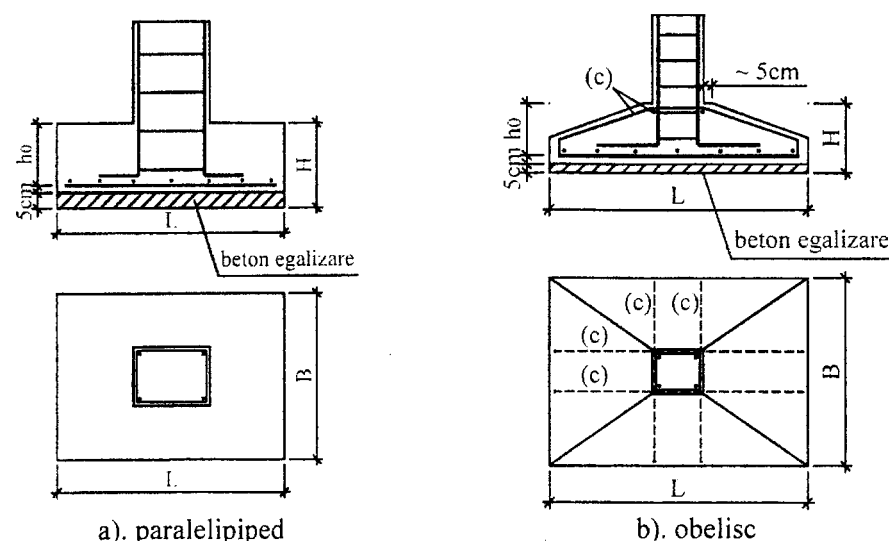
Aceste tipuri de fundații au suprafața de rezemare pe teren (talpa) de formă pătrată sau dreptunghiulară pastrându-se în general același raport ca și între cele ale secțiunii stâlpului și pot fi executate în două soluții:

- fundații cu talpă de beton armat;
- fundații cu bloc de beton simplu și cuzinet de beton armat.

Cu toate că între cele două tipuri de fundații există diferențe constructive importante, principiul de calcul și dimensionare este similar.

Fundații cu talpă de beton armat

Acest tip de fundații se execută din beton armat sub forma unor plăci masive, de formă paralelipipedică dacă suprafața tălpilor este mică ($S < 1\text{m}^2$), sau în forma de obelisc dacă suprafața este mai mare (fig. 8.14).



a). paralelipiped

b). obelisc

Fig. 8.14 - Tipuri de fundații izolate cu talpa din beton armat

La fundațiile în formă de obelisc se asigură în jurul bazei stâlpului o porțiune orizontală de 5 cm lățime, pentru a permite rezemarea cofrajului stâlpului.

Între corpul fundației turnate și teren se prevede, în cazurile curente, un strat de beton de egalizare având grosimea de circa 5 cm.

Stabilirea înălțimii fundației se face din considerente economice, ținând seama că pentru asigurarea rigidității necesare fundației în vederea repartizării presiunilor pe teren, raportul H/L (între înălțimea fundației și latura cea mai mare a bazei fundației) trebuie să respecte valorile minime din tabelul 8.10.

Tabelul 8.10

Presiunea maximă pe teren în daN/cm^2	Valorile (H/L) peste care nu mai este necesară verificarea la forța tăietoare pentru beton C8/10	H/L minim
1,0	0,22	0,25
1,5	0,25	
2,0	0,28	0,27
2,5	0,30	
3,0	0,30	0,29
3,5	0,33	
4,0	0,33	0,33
4,5	0,33	
5,0	0,33	0,35
5,5	0,33	
6,0	0,33	

Pentru raportul H/B se recomandă valorile minime din tabelul 8.10 (ultima coloană). Dacă raportul H/B este mai mare decât valorile din coloana mijlocie a tabelului, nu mai este necesară verificarea la forță tăietoare.

Înălțimea minimă constructivă H a tălpii este de 30 cm. Înălțimea H la marginea obeliscului fundației se ia de obicei egală cu $H/3 \dots H/2$, dar cel puțin 20 cm.

Dimensiunile tălpii (B și L) rezultă din calcul punând condiția ca presiunea maximă acceptată pe terenul de fundare să nu fie depășită.

Fundații cu bloc din beton simplu și cuzinet din beton armat

Fundațiile de acest tip sunt alcătuite dintr-un bloc din beton simplu, pe care stâlpul reazemă prin intermediul unui cuzinet din beton armat (fig. 8.15).

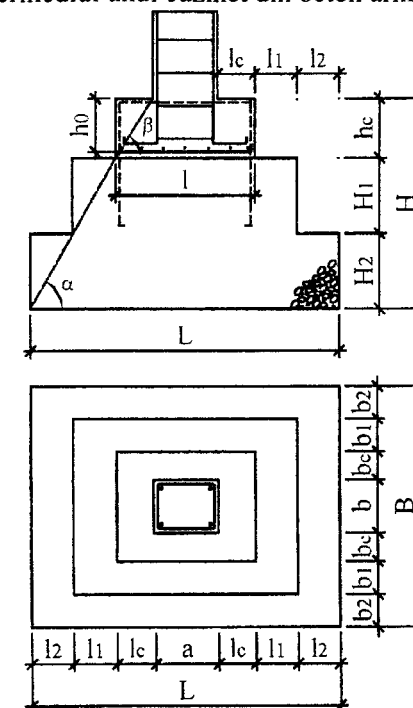


Fig. 8.15 - Fundație cu bloc din beton simplu și cuzinet din beton armat

Blocul de beton simplu este alcătuit din 1...3 trepte, astfel alese încât să se asigure dimensiuni corespunzătoare ale tălpii. Turnarea treptelor se va realiza la un interval de timp minim, astfel încât să se asigure conlucrarea betonului.

Cuzinetul are în mod obișnuit formă prismatică. În cadrul cuzinetelor cu dimensiuni mai mari, se poate teși fața superioară, similar cu fundațiile din beton armat sub formă de obelisc.

Dimensiunile l și b ale cuzinetului, alese pe considerente economice, trebuie să satisfacă următoarele valori ale raportului l/L respectiv b/B (în care L și B sunt dimensiunile blocului de beton simplu).

$l/L (b/B) = 0,55 \dots 0,65$ - pentru bloc cu o singură treaptă;

$l/L (b/B) = 0,40 \dots 0,50$ - pentru bloc cu 2...3 trepte.

Înălțimea totală „H” a blocului cu o singură treaptă este de cel puțin 40 cm. Dacă blocul este format din două sau trei trepte, înălțimile H_1 , H_2 eventual H_3 ale fiecărei trepte sunt de cel puțin 30 cm.

Raportul $\tan \alpha$, dintre înălțimile H_1 , H_2 ... ale treptelor și lungimile în consolă l_1 , l_2 ... considerate pe ambele direcții, trebuie să respecte valorile indicate în tabelul 8.9, masivul de beton înscriindu-se în volumul delimitat de planul tangent cu înclinarea α conform figurii 8.14.

Pentru valori intermediare ale presiunii maxime pe teren, se poate utiliza valoarea corespunzătoare presiunii imediat superioare celei efective.

Stabilirea înălțimii cuzinetului nu va fi mai mică de 30 cm, trebuie să satisfacă condiția:

$$\tan \beta = \frac{h}{l} > \frac{2}{3} \quad (8.25)$$

$$\frac{h}{b} \geq 0.25 \quad (8.26)$$

Dacă înălțimea h a cuzinetului se alege astfel încât:

$$\tan \beta = \frac{h}{l} \geq 1; (\beta \geq 45^\circ) \quad (8.27)$$

nu mai este necesară verificarea la forțe tăietoare.

Dimensiunile tălpii (B și L) rezultă din calcul punând condiția ca presiunea maximă acceptată pe terenul de fundare să nu fie depășită.

Stabilirea dimensiunilor în plan ale bazei fundației la fundațiile izolate sub stâlpi.

Dimensiunile tălpii fundației se stabilesc prin verificarea condiției general valabile (8.1), ca presiunea maximă acceptată pe terenul de fundare să nu fie depășită.

Atunci când la calculul terenului de fundare se folosesc presiunile convenționale, în funcție de tipul de solicitare, rezultă următoarele relații de calcul:

– **pentru solicitări centrice:**

$$p_{ef} = \frac{N + G_f}{B \times L} \leq p_{conv} \quad (8.28)$$

în care:

N – încărcarea axială de calcul transmisă de stâlp asupra fundației;

G_f – greutatea proprie de calcul a fundației (inclusiv a umpluturii de pământ la fundațiile în trepte).

– **pentru solicitări excentrice după o direcție:**

$$p_{ef1,2} = \frac{N + G_f}{B \times L} \pm \frac{M}{W} = \frac{N + G_f}{B \times L} \left(1 \pm \frac{6e}{L}\right) = \begin{matrix} p_{ef1} \\ p_{ef2} \end{matrix} \quad (8.29)$$

$$p_{ef1} = p_{ef\max} \leq 1,2 p_{conv}; \quad (8.30)$$

$$p_{ef2} = p_{ef\min} \geq 0 \quad (\text{recomandare}) \quad (8.31)$$

$$p_{ef} = \frac{p_{ef1} + p_{ef2}}{2} = \frac{N + G_f}{L \times B} \leq p_{conv} \quad (8.32)$$

în care:

M – momentul încovoietor față de mijlocul bazei fundației, dat de toate încărcările ce acționează asupra fundației;

$$W = \frac{L^2 \times B}{6} \quad \text{– modulul de rezistență în direcția solicitării } M;$$

$$e = \frac{M}{N + G_f} \quad \text{– excentricitatea în direcția solicitării } M.$$

– **pentru solicitări excentrice după două direcții:**

$$p_{ef1,2,3,4} = \frac{N + G_f}{B \times L} \pm \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_y}{W_y} = \frac{N + G_f}{B \times L} \left(1 \pm \frac{6e_x}{L} \pm \frac{6e_y}{B}\right) = \begin{matrix} p_{ef1} \\ p_{ef2} \\ p_{ef3} \\ p_{ef4} \end{matrix} \quad (8.33)$$

$$p_{ef\max} \leq 1,4 p_{conv}; \quad (8.34)$$

$$p_{ef\min} \geq 0 \quad (\text{recomandare}) \quad (8.35)$$

$$p_{ef} = \frac{p_{ef1} + p_{ef2} + p_{ef3} + p_{ef4}}{4} = \frac{N + G_f}{L \times B} \leq p_{conv} \quad (8.36)$$

în care:

M_x , M_y – momentele încovoietoare față de mijlocul bazei fundației, date de toate încărcările ce acționează asupra fundației pe cele două direcții de solicitare;

$W_x = \frac{L^2 \times B}{6}$; $W_y = \frac{L \times B^2}{6}$ – modulul de rezistență pe cele două direcții de solicitare;

$e_x = \frac{M_x}{N + G_f}$; $e_y = \frac{M_y}{N + G_f}$ – excentricitățile pe cele două direcții de solicitare.

Raportul între B și L se ia cât mai apropiat de raportul dimensiunilor secțiunii stâlpului fundat.

Greutatea fundației (G_f) fiind necunoscută, se poate aproxima în prima fază la valoarea:

$$G_f \approx 0,1N \quad (8.37)$$

urmând ca ulterior, după evaluarea lui G_f , să se verifice încă o dată presiunea pe teren, corectându-se eventual B și L .

Armarea tălpii fundației de beton armat și a cuzinetului fundației de beton simplu

Fundația izolată din beton armat și cuzinetul fundației din beton simplu se armează la partea inferioară cu o plasă din bare legate sau sudate dispuse paralel cu laturile, având distanța maximă între bare de 25 cm.

Procentul minim de armare pe fiecare direcție se ia de 0,5% raportat la secțiunea Bxh_0 .

În cazul fundațiilor pentru care rezultă armări din condiția de procent minim de armare, se pot folosi armături cu diametrul minim de 8 mm.

La fundațiile sub formă de obelisc și la cuzineții teșiți se mai prevede o armătură constructivă (c), compusă din două sau mai multe bare având diametrul de minim 10mm dispuse pe fiecare dintre cele două direcții ortogonale la distanța de cca. 50cm (fig. 8.13b).

Armăturile stâlpilor sau mustățile se ancorează în fundație cu lungimile prescrise pentru înădirea armăturilor.

La calcularea ariilor de armătură necesare se încarcă talpa fundației (cuzinetul) cu diagrama de presiuni pe teren (bloc de beton simplu) provenită din încărcările exterioare, considerată ca reacțiuni. Talpa fundației se descompune în patru console, delimitate de conturul fundației și de patru drepte duse din colțurile secțiunii stâlpului care fac cu laturile acestuia unghiuri de 45° .

Cele patru console se consideră încastrate în secțiunile de la marginea stâlpului, momentele încovoietoare date de reacțiuni calculându-se în aceste secțiuni. Momentele încovoietoare sunt egale cu rezultanta presiunii pe consola considerată înmulțită cu distanța de la punctul ei de aplicare la secțiune în care se calculează momentul încovoietor.

În funcție de natura încărcărilor din stâlpi (centrică, excentrică), valorile momentelor încovoietoare necesare calculului ariilor de armătură sunt exprimate direct cu una din relațiile următoare după caz:

Caz I – Fundații pătrate și stâlpi cu secțiunea pătrată, cu încărcare centrică (figura 8.16):

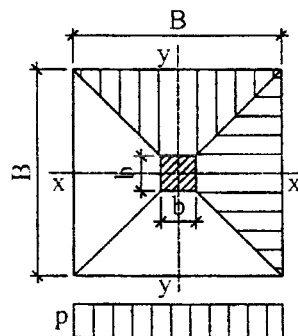


Fig. 8.16 – Schema de calcul pentru cazul I

$$M_x = M_y = \frac{2B+b}{24}(B-b)^2 \cdot p \quad (8.37)$$

Caz II a – Fundații dreptunghiulare cu încărcare excentrică și $l_x > l_y$ (figura 8.17):

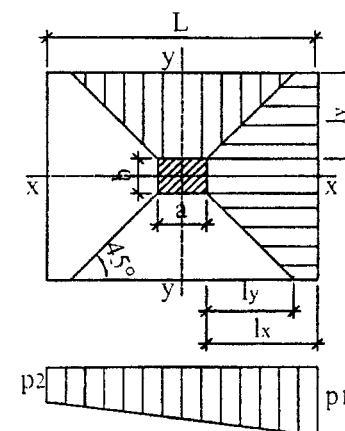


Fig. 8.17 – Schema de calcul pentru cazul II a

$$p_{med} = \frac{p_1 + p_2}{2} \quad (8.38)$$

$$M_x = \frac{3}{4} \cdot \frac{(p_1 + p_2)^2}{p_1 + 2p_2} \cdot \left(\frac{Bl_x^2}{2} - \frac{l_y^3}{3} \right) \quad (8.39)$$

$$M_y = \frac{p_{med} l_y^2}{6} (3b + 4l_y) \quad (8.40)$$

Caz II b – Fundații dreptunghiulare cu încărcare excentrică și $l_y > l_x$ (figura 8.18):

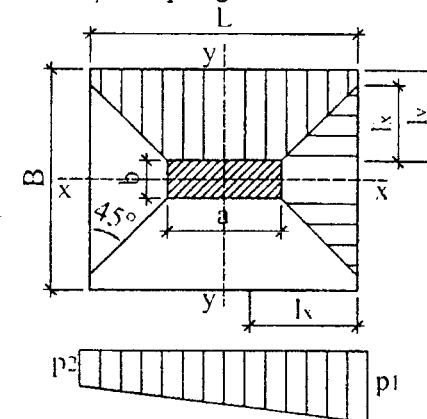


Fig. 8.18 – Schema de calcul pentru cazul II b

$$p_{med} = \frac{p_1 + p_2}{2} \quad (8.38)$$

$$M_x = \frac{3}{24} \cdot \frac{(p_1 + p_2)^2}{p_1 + 2p_2} l_x^2 (3a + 4l_x) \quad (8.41)$$

$$M_y = \frac{p_{med}}{6} (3L_y^2 - 2l_x^3) \quad (8.42)$$

Termenii din relațiile de calcul ale momentelor se regăsesc pe schemele de calcul (fig. 8.16...8.18).

Cu valorile momentelor M_x și M_y se calculează ariile de armătură după cele două direcții cu relațiile de dimensionare ale secțiunilor dreptunghiulare de beton simplu armate.

Armatura rezultată din calcul se va distribui uniform pe ambele direcții la fundațiile pătrate. La fundațiile dreptunghiulare armatura se distribuie uniform pe latura mică a bazei fundației, iar pe cealaltă direcție uniform pe porțiunea din latura mare delimitată de dreptele duse la 45°. Pe restul laturii mari se va prevedea o armătură suplimentară cu aceeași secțiune pe metru liniar.

8.5 EXEMPLU DE DIMENSIONARE A UNEI FUNDAȚII CONTINUE SUB ZIDURI

Se va exemplifica în continuare dimensionarea fundației continue sub ziduri pentru construcția prezentată în capitolele anterioare.

Studiul geotehnic

Se presupune că în urma unui studiu geotehnic efectuat în amplasament prin foraje deschise s-a evidențiat următoarea stratificație a terenului tabelul (8.11):

Tabelul 8.11

Limită strat [m]	Grosime strat [m]	Apa subterană [m]	Descriere strat
0,00 0,25	0,25		Sol vegetal
0,25 1,60	1,35		Nisip argilos cafeniu-cenușiu umed
1,60 2,70	1,10		Nisip fin-mijlociu slab prăfos cenușiu-cafeniu foarte umes saturat în bază
		2,30	

În tabelul anterior se consideră că nivelul 0,00 este nivelul terenului sistematizat.

În urma prelevării de probe netulburate din stratul de nisip argilos și a determinărilor de laborator s-au pus în evidență următoarele caracteristicile ale acestuia:

- greutatea volumică în stare naturală: $\gamma = 18,0 \text{ kN/m}^3$
- umiditatea naturală: $w = 17,5\%$
- indicele porilor: $e = 0,50$
- consistența: $I_c = 0,50$

Conform tabelului 8.5 se determină presiunea convențională de bază:

$$\bar{p}_{conv} = 300 \text{ kPa} = 3,0 \text{ daN/cm}^2$$

Stabilirea adâncimii de fundare

Construcția este situată în Timișoara, zonă în care adâncimea de îngheț este 60...70cm. (conform fig. 8.1). Deasemenea, este o construcție definitivă iar terenul este supus înghețului. Apa subterană se găsește la 2,30m de la nivelul terenului conform studiului geotehnic.

Rezultă conform tabelului 8.1 că se va alege adâncimea de fundare cu 20cm în plus față de adâncimea de îngheț, adică 90cm față de nivelul terenului.

Pentru fundația scării de beton armat situată la interior (ferită de acțiunea înghețului) adâncimea de fundare va fi de 50cm față de nivelul terenului.

Cota $\pm 0,00$ a construcției se găsește cu 60cm mai sus decât nivelul terenului și de aceea cota de fundare raportată la cota $\pm 0,00$ este $-1,50\text{m}$, iar pentru fundația scării cota de fundare este $-1,10\text{m}$.

Se va utiliza pentru fundație beton simplu de clasă C6/7,5.

Dimensionarea fundațiilor

Stabilirea încărcărilor date de o fâșie de 1m de perete Q , reprezintă de fapt încărcările la bază stabilite în urma verificării la sarcini gravitaționale pereților interior respectiv exterior.

- pentru perete exterior $Q = N_{5,5} = 8284 \text{ daN}$;
- pentru perete interior $Q = N_{5,5} = 6653 \text{ daN}$;

Deoarece fundația peretelui exterior este mai încărcată decât fundația peretelui interior, fundația exterioară va rezulta de dimensiuni mai mari decât fundația interioară.

a). Dimensionarea fundației exterioare

Valoarea corectată a presiunii convenționale va fi pentru o lățime a tălpii de 50cm:

$$p_{conv} = \bar{p}_{conv} + C_B + C_D$$

$$C_B = \bar{p}_{conv} K_1(B-1) = 300 \times 0,05 \times (0,5-1) = -7,5 \text{ kPa}$$

$$C_D = \bar{p}_{conv} \cdot \frac{D_f - 2}{4} = 300 \cdot \frac{0,9 - 2}{4} = -82,5 \text{ kPa}$$

$$p_{conv} = 300 - 7,5 - 82,5 = 210 \text{ kPa} = 2,1 \text{ daN/cm}^2$$

Petru o lățime a tălpii fundației 50cm, înălțimea fiind de 90cm și un soclu de 40cm lățime și 45cm înălțime rezultă greutatea proprie a fundației:

Greutatea proprie a fundației pentru peretele interior

$$g_{soclu} = 1,3 \times 0,40 \times 0,45 \times 2400 = 562 \text{ daN}$$

$$g_{fundație} = 1,3 \times 0,5 \times 0,9 \times 2400 = 1560 \text{ daN}$$

$$G_f = 2122 \text{ daN}$$

$$p_{ef} = \frac{Q + G_f}{A} = \frac{8284 + 2122}{50 \times 100} = 2,08 \text{ daN/cm}^2 < p_{conv} = 2,1 \text{ daN/cm}^2$$

Relația de verificare este satisfăcută

b). Dimensionarea fundației interioare

Valoarea corectată a presiunii convenționale va fi pentru o lățime a tălpii de 45cm:

$$p_{conv} = \bar{p}_{conv} + C_B + C_D$$

$$C_B = \bar{p}_{conv} K_1(B-1) = 300 \times 0,05 \times (0,45-1) = -8,2 \text{ kPa}$$

$$C_D = \bar{p}_{conv} \cdot \frac{D_f - 2}{4} = 300 \cdot \frac{0,9 - 2}{4} = -82,5 \text{ kPa}$$

$$p_{conv} = 300 - 8,2 - 82,5 = 209,3 \text{ kPa} \approx 2,1 \text{ daN/cm}^2$$

Petru o lățime a tălpii fundației 40cm, înălțimea fiind de 90cm și un soclu de 35cm lățime și 45cm înălțime rezultă greutatea proprie a fundației:

Greutatea proprie a fundației pentru peretele interior

$$g_{soclu} = 1,3 \times 0,35 \times 0,45 \times 2400 = 491 \text{ daN}$$

$$g_{fundație} = 1,3 \times 0,45 \times 0,9 \times 2400 = 1264 \text{ daN}$$

$$G_f = 1755 \text{ daN}$$

$$p_{ef} = \frac{Q + G_f}{A} = \frac{6653 + 1755}{45 \times 100} = 1,89 \text{ daN/cm}^2 < p_{conv} = 2,1 \text{ daN/cm}^2$$

Relația de verificare este satisfăcută.

În figura 8.19 este trasat planul de fundații având în vedere dimensiunile stabilite anterior. În figura 8.20 a) și b) se prezintă detaliile de alcătuire pentru fundația exterioară respectiv interioară.

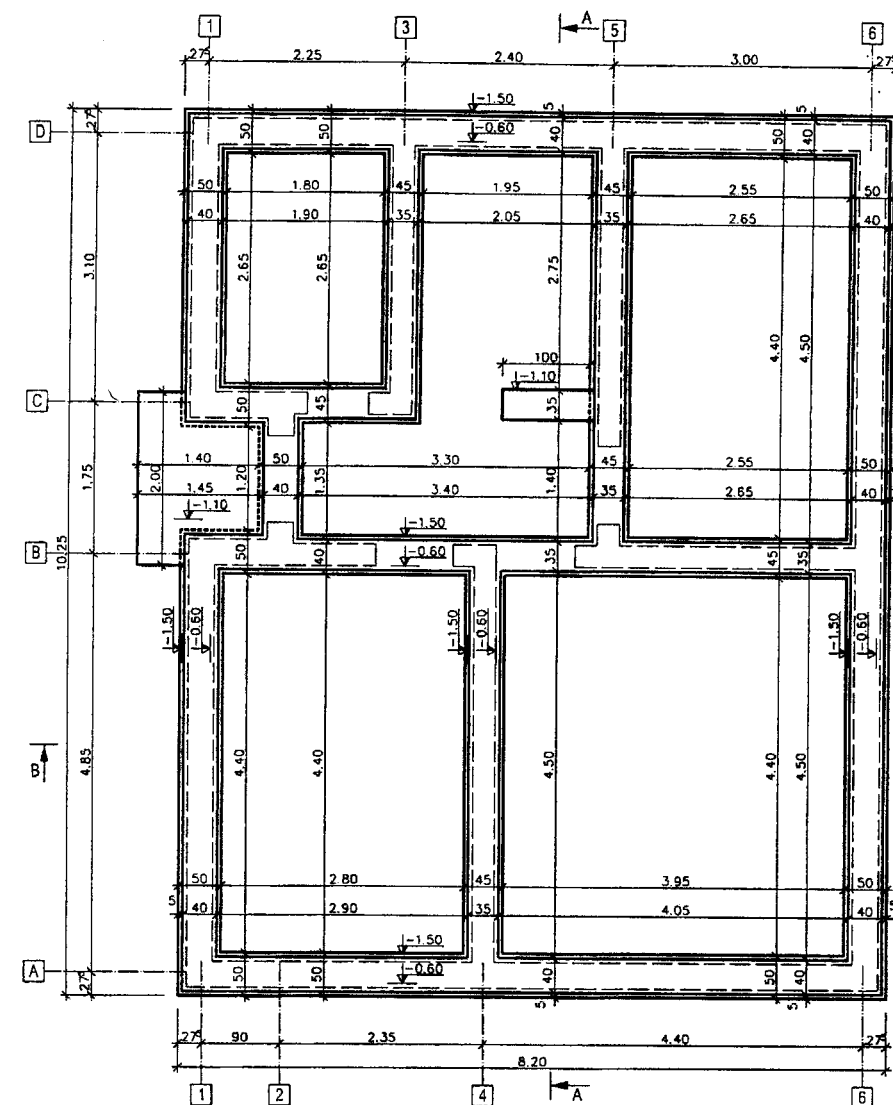


Fig. 8.19 – Plan fundații

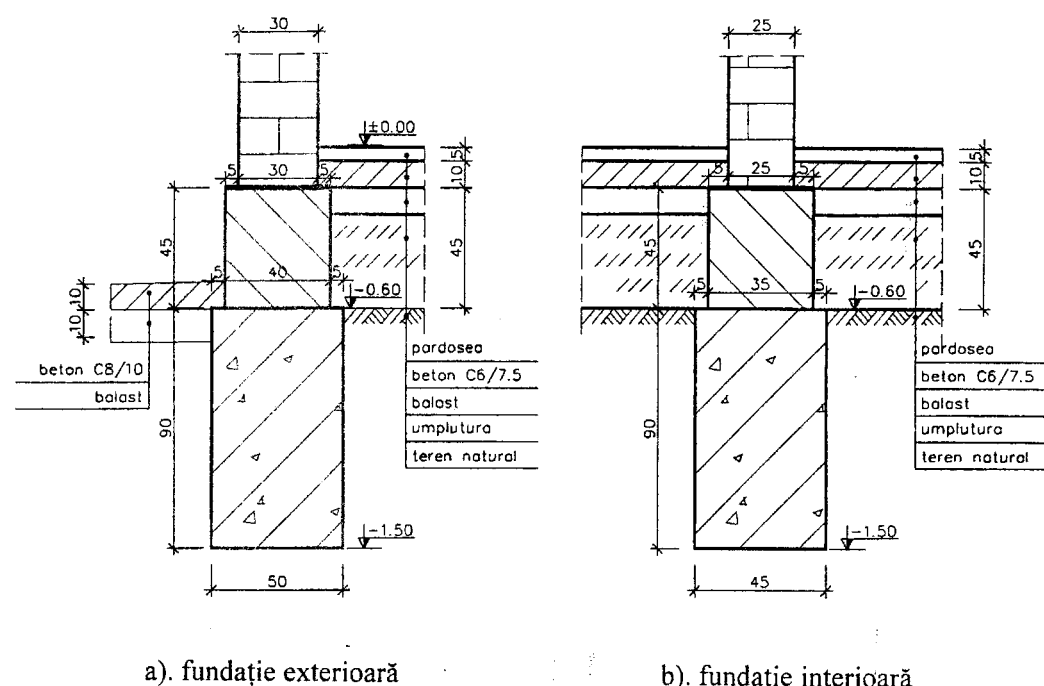


Fig. 8.20 – Detalii fundații

CAP 9. DETALII DE EXECUȚIE

9.1 DETALII DE PARDOSELI

Pardoseala este un ansamblu de elemente de finisaj, nestructural, care asigură posibilitatea circulației.

În acest subcapitol se prezintă modul de alegere a soluțiilor optime de pardoseli, în funcție de destinația spațiilor și de condițiile specifice de exploatare ale acestora. Se pot utiliza și alte materiale și tehnologii noi decât cele prezentate în continuare în condițiile stabilite de agrementul tehnologic al produselor.

Clasificarea pardoselilor

După poziția lor față de construcție:

- pardoseli exterioare: expuse intemperiilor, aflate în exteriorul spațiului construit sau destinate balcoanelor și acoperișurilor terasă;
- pardoseli interioare: aflate în interiorul spațiului construit.

După continuitatea suprafeței:

- pardoseli continue: turnate monolit (la fața locului), cu sau fără rosturi;
- pardoseli discontinue: din elemente prefabricate, dispuse cu rosturi etanșe sau neetanșe.

După senzația rece – cald:

- calde;
- semicalde;
- reci.

Această ultimă clasificare se cuantifică prin energia disipată la contactul piciorului neîncălțat cu pardoseala.

Proiectarea detaliilor de pardoseli se face respectând următoarele:

- cerințele utilizatorului;
- destinația spațiilor respective;
- solicitările la care va fi supusă pardoseala în timpul exploatării;
- dimensiunile spațiilor;
- natura terenului de fundare sau a elementului de rezistență pe care se așează pardoseala.

Cerințele de calitate stabilite de Legea 10/1995 [23] impun pardoselilor unele condiții tehnice specifice de realizare, în funcție de materialul din care sunt executate acestea. Pardoselile se proiectează respectând condițiile tehnice, criteriile de performanță și nivelurile de performanță cuprinse în normativul GP 037-98.

Principii de alcătuire a pardoselilor

Pardoselile se realizează în general din mai multe straturi așezate pe un pat din pământ sau planșee din beton armat sau prefabricat.

Straturile principale ale pardoselilor sunt în general următoarele:

- stratul de uzură (îmbrăcămintea de pardoseală);
- stratul suport;
- unul sau mai multe straturi intermediare.

Fiecare din straturile pardoselii pot fi executate în soluție de tip monostrat sau multistrat.

Stratul de uzură (îmbrăcămintea) este supus direct tuturor sarcinilor și acțiunilor în timpul utilizării și trebuie să asigure:

- rezistența la sarcini statice și dinamice;
- siguranța în utilizare;
- confortul termic și acustic;
- clasa de combustibilitate normală;
- igiena și protecția mediului;
- confortul tactil și estetic;
- posibilitatea de reparare sau înlocuire etc.

Stratul suport și eventualele straturi intermediare se prevăd între stratul de uzură și pat.

Materialele din care sunt alcătuite trebuie să îndeplinească funcție de soluția adoptată, următoarele condiții:

- să preia și să transmită patului sarcinile statice și dinamice; să preia diferențele de solicitări din contracții dintre stratul suport și îmbrăcămintea.
- să permită menținerea calității stratului de uzură pe toată perioada de viață a acestuia;
- să permită menținerea curățeniei și să împiedice dezvoltarea microorganismelor, insectelor sau rozătoarelor;
- să acopere toate denivelările planșeului;
- să acopere eventualele conducte existente la suprafața stratului suport de rezistență;
- să asigure izolarea fonică și termică suplimentară, atunci când condițiile o impun;
- să asigure ruperea capilarității și împiedicarea pătrunderii apelor freactice, în cazul în care pardoseala se execută direct pe pământ.

Legătura între straturi poate fi pe toată suprafața, pe una până la patru laturi, în puncte sau liberă (flotantă).

Stratul suport poate avea funcțiuni de strat de completare sau de pantă, strat de egalizare, strat de protecție peste straturile intermediare susceptibile de a fi distruse sau de dală flotantă.

Stratul intermediar poate avea rol de termoizolație sau fonoizolație.

Dala flotantă este un ansamblu fonoizolant compus din:

- dala propriu-zisă realizată din elemente prefabricate din beton armat, din plăci din fibre de lemn aglomerate, din plăci de gips-carton sau din șape armate sau betoane turnate;
- stratul de egalizare care se execută când fonoizolația nu poate prelua denivelările patului;
- stratul de protecție tehnologică care se folosește pentru a evita crearea de punți rigide în masa stratului de izolare fonică prin pătrunderea laptelui de ciment în timpul turnării dalei;
- stratul de izolare fonică ce va fi dispus peste stratul de egalizare de mortar de ciment sau nisip, între pereți și dala de beton, precum și în jurul altor elemente de construcții și instalații care străpung planșeul; se realizează din materiale cu modul de elasticitate dinamică scăzut (saltele din fibră de sticlă, granule de plută, pâslă, plăci din fibră de sticlă, plăci din vată minerală, spumă din rășini sintetice) sau altele similare din punct de vedere al modulului de elasticitate dinamic (polistiren expandat ecruisat, PFL poros bitumat etc.).

Patul este stratul care preia sarcinile statice și dinamice din exploatare și poate fi constituit din: pământ sau planșeu de rezistență.

În figurile următoare se prezintă diferite detalii de alcătuire a pardoselilor, ce se pot utiliza la construcțiile de locuit.

a). Pardoseli calde

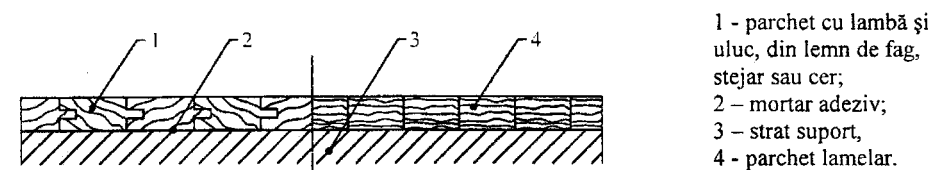


Fig. 9.1 – Pardoseli din parchet lamelar sau parchet cu lambă și uluc, montate prin lipire cu mortar adeziv

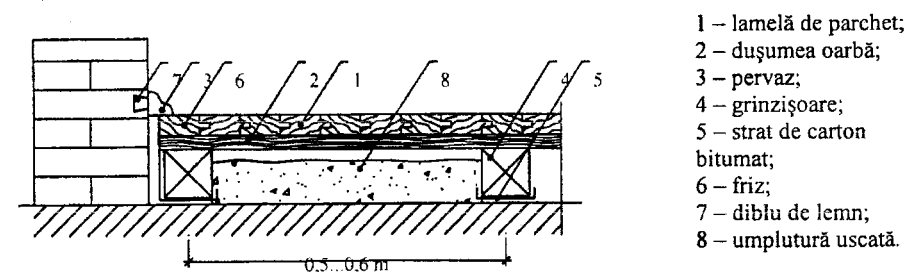
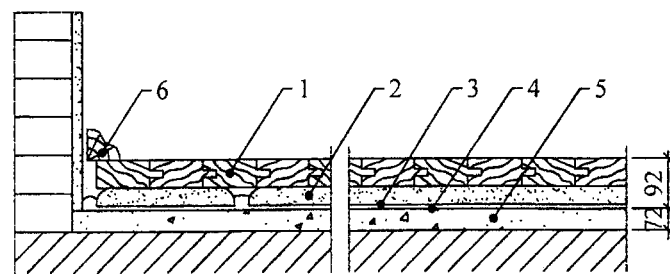
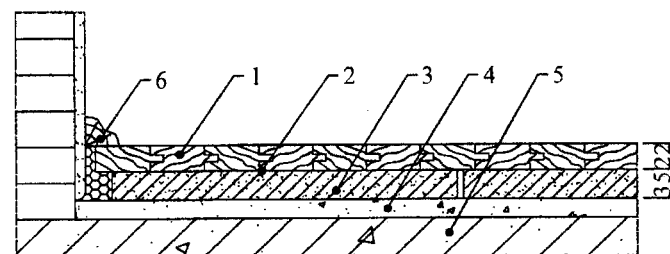


Fig. 9.2 – Pardoseli din parchet parchet cu lambă și uluc, pe dușumea oarbă fixată pe grinzișoare



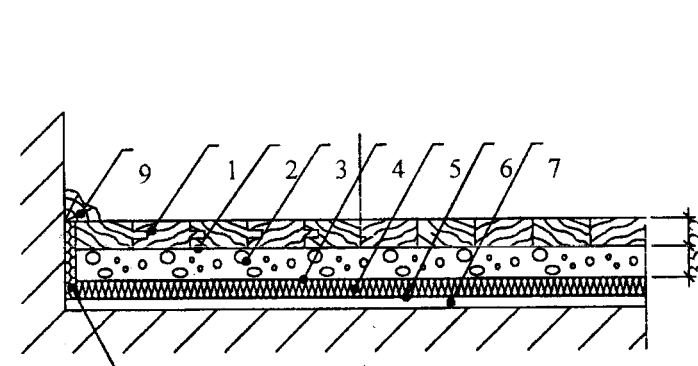
- 1 – lamelă de parchet;
- 2 – dușumea oarbă;
- 3 – bitum;
- 4 – amorsă;
- 5 – mortar de egalizare;
- 6 – pervaz.

Fig. 9.3 – Pardoseli din parchet parchet cu lambă și uluc, pe dușumea oarbă lipită cu bitum



- 1 – lamelă de parchet LU;
- 2 – adeziv;
- 3 – strat suport din plăci (PFL poros, PAL etc);
- 4 – nisip uscat;
- 5 – strat suport;
- 6 – pervaz.

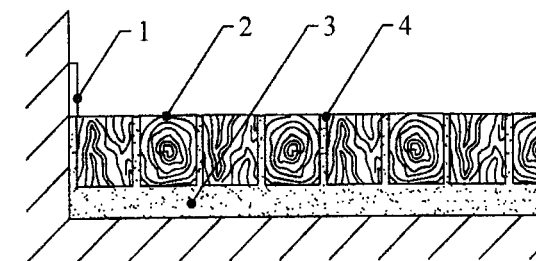
Fig. 9.4 – Pardoseli din parchet lamelar sau parchet cu lambă și uluc montate prin lipire pe plăci aglomerate așezate pe sol



- 1 – lamelă de parchet ;
- 2 – adeziv*;
- 3 – dală flotantă;
- 4 – strat tehnologic de protecție din folie de polietilenă;
- 5 – strat de izolare fonică;
- 6 – strat tehnologic de protecție din hârtie de ambalaj;
- 7 – strat de egalizare din nisip uscat sau mortar de ciment (strat suport);
- 8 – material fonoizolator;
- 9 – pervaz.

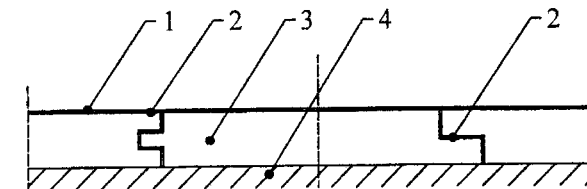
Fig. 9.5 – Pardoseli din parchet lamelar sau parchet cu lambă și uluc montate prin lipire cu adeziv pe dală flotantă

*Adezivul se folosește numai în cazul în care materialul din care este alcătuit dala flotantă nu permite baterea în cuie.



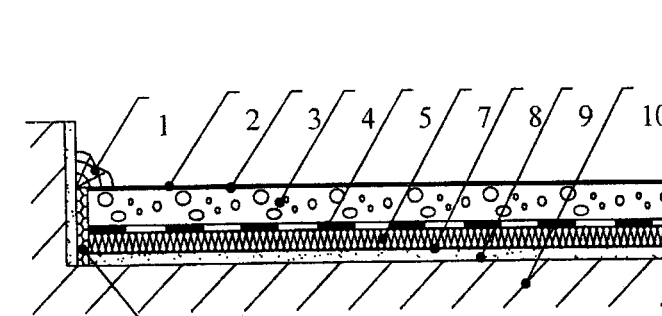
- 1 – plintă din lemn;
- 2 – pavele din lemn;
- 3 – strat de poză din nisip;
- 4 – rost de umplere cu mastic de bitum sau chit permanent elastic.

Fig. 9.6 – Pardoseli din pavele de lemn masiv



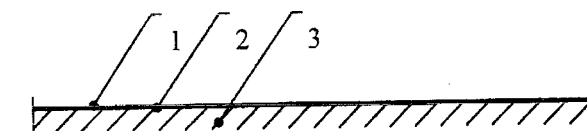
- 1 – covor din mase plastice;
- 2 – adeziv;
- 3 – plăci din fibre de lemn aglomerate;
- 4 – strat suport.

Fig. 9.7 – Pardoseli cu stratul de uzură din covor din mase plastice fără suport textil, aplicate pe plăci din fibre de lemn aglomerate sau ghips-carton



- 1 – pervaz din lemn;
- 2 – covor din mase plastice fără suport textil;
- 3 – adeziv;
- 4 – dală flotantă (turnată și armată);
- 5 – protecție fonoizolație din polietilenă;
- 6 – material fonoizolator;
- 7 – strat de izolare fonică;
- 8 – strat separație din hârtie de ambalaj;
- 9 – strat de egalizare din nisip uscat sau din mortar de ciment;
- 10- strat suport.

Fig. 9.8 – Pardoseli cu stratul de uzură din covor din mase plastice fără suport textil, aplicate pe dală flotantă



- 1 – covor din mase plastice sau mochetă cu suport textil sau substrat fonoizolant;
- 2 – adeziv;
- 3 – strat suport cu fața netedă.

Fig. 9.9 – Pardoseli cu stratul de uzură din covor din mase plastice fără suport textil, aplicate pe dală flotantă

b). Pardoseli semicalde

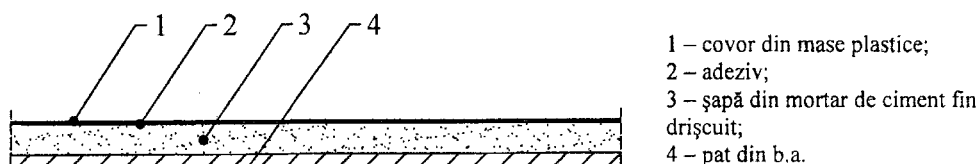


Fig. 9.10 – Pardoseli cu strat de uzură din covor și dale din mase plastice, fără suport textil, pe șapă din mortar de ciment fin drișcuită

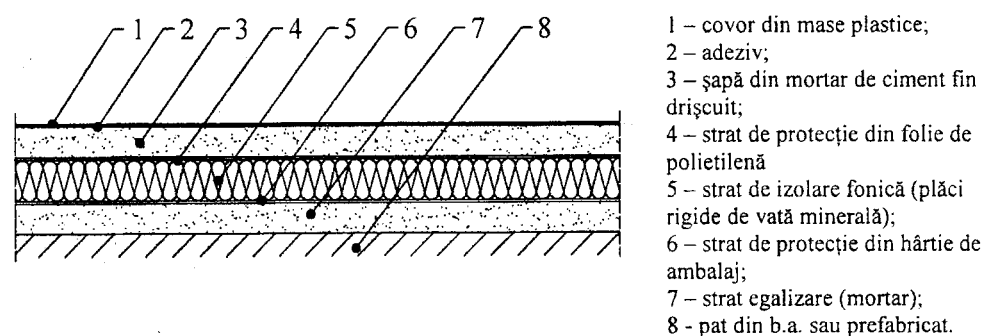


Fig. 9.11 – Pardoseli cu strat de uzură din covor și dale din mase plastice, fără suport textil, pe șapă din mortar de ciment fin drișcuită cu izolare fonică

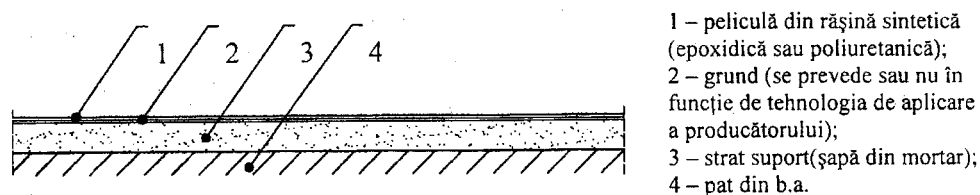


Fig. 9.12 – Pardoseli cu strat de uzură din rășini sintetice

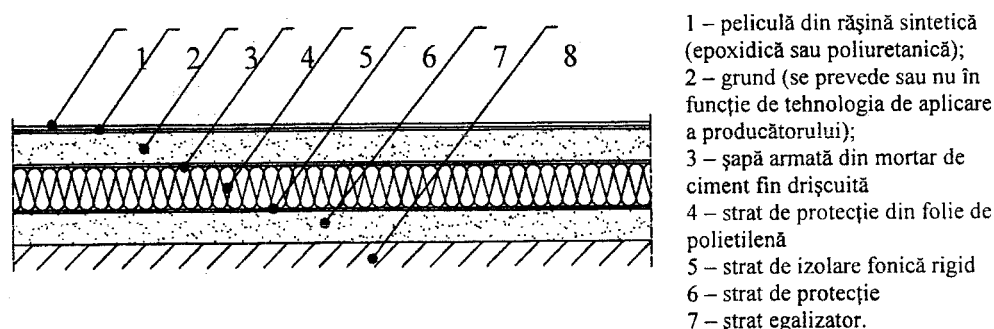


Fig. 9.13 – Pardoseli cu strat de uzură din rășini sintetice cu izolare fonică

c). Pardoseli reci

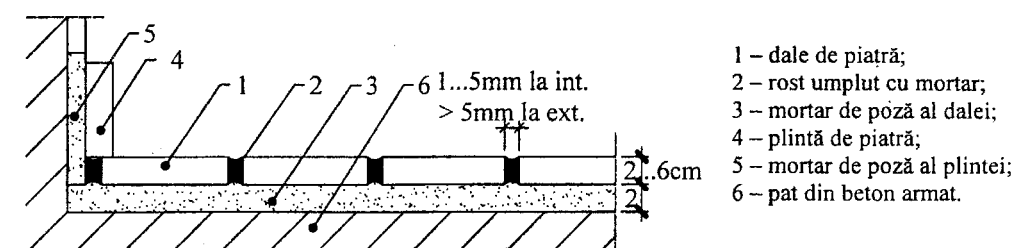


Fig. 9.14 – Pardoseli din dale sau plăci de piatră naturală (grosime variabilă funcție de duritatea rocii)

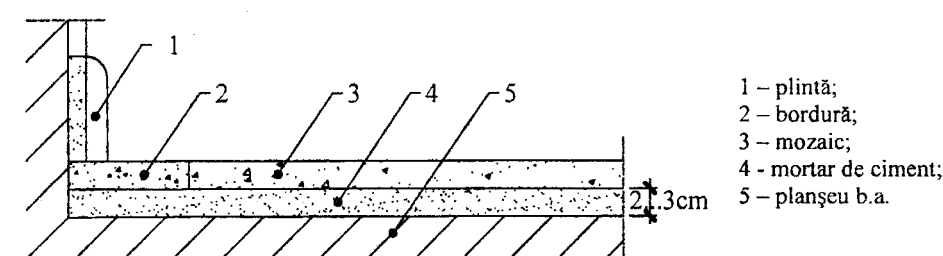
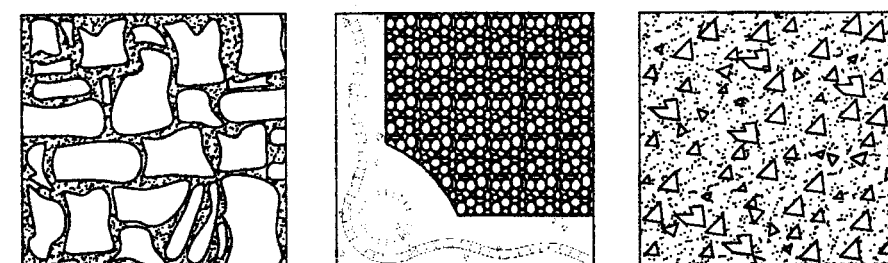


Fig. 9.15 – Pardoseli din mozaic

După aspectul suprafeței pardoselii avem diferite modele de mozaic turnat, din care trei se prezintă în figura 9.16



a). roman

b). venețian

c). florentin

Fig. 9.16 – Tipuri de mozaic

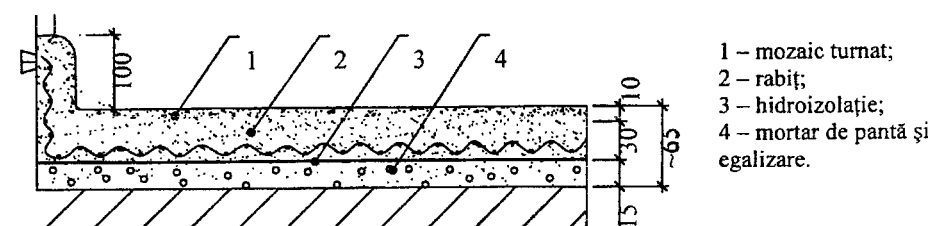
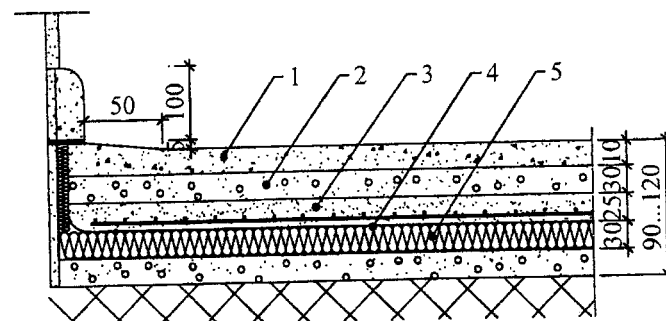
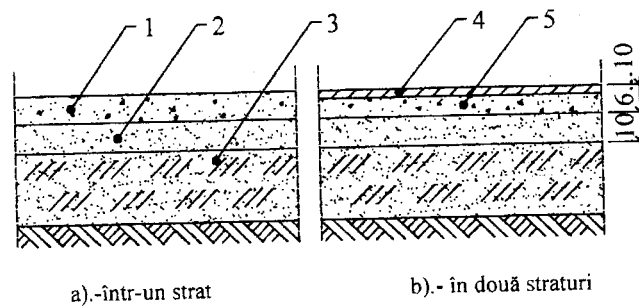


Fig. 9.17 – Pardoseli din mozaic cu grad de impermeabilitate mărită



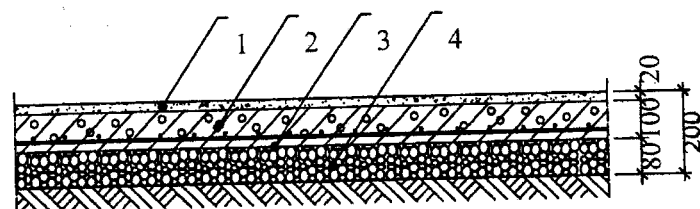
- 1 - mozaic turnat;
- 2 - mortar;
- 3 - șapă armată;
- 4 - hidroizolație;
- 5 - plăci fonoizolatoare.

Fig. 9.18 - Pardoseli cu îmbrăcămîni din mozaic turnat cu fonoizolație pe planșeu



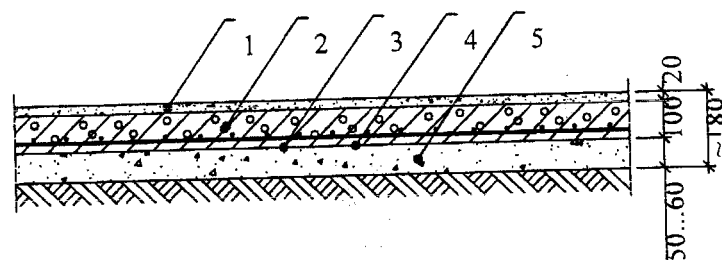
- 1 - strat de uzură din beton brut C8/10;
- 2 - strat din pietriș siuruit protejat la partea superioară;
- 3 - umplutură de pământ compactat;
- 4 - strat de uzură din beton C20/25;
- 5 - strat din beton slab armat.

Fig. 9.19 - Pardoseli cu strat de uzură din beton brut turnat monolit



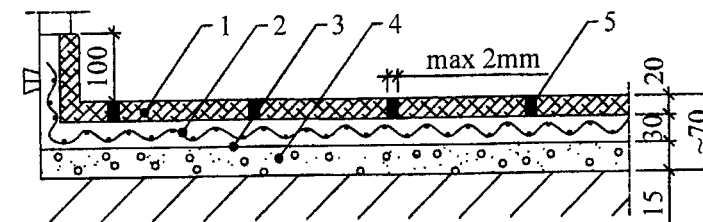
- 1 - ciment sclivisit și rolat;
- 2 - beton C8/10, slab armat;
- 3 - hârtie;
- 4 - pietriș ciuruit.

Fig. 9.20 - Pardoseli cu strat de uzură din mortar de ciment, varianta I



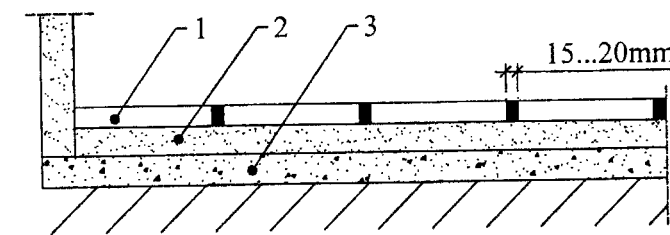
- 1 - ciment sclivisit și rolat;
- 2 - beton C8/10, slab armat;
- 3 - șapă;
- 4 - pietriș dat prin ciur.

Fig. 9.21 - Pardoseli cu strat de uzură din mortar de ciment, varianta II



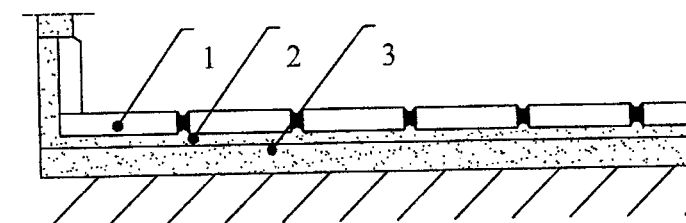
- 1 - dale mozaicate sau marmură artificială;
- 2 - mortar cu plasă de rabiț;
- 3 - șapă egalizare și mortar de pantă M100T;
- 4 - chit impermeabil.

Fig. 9.22 - Pardoseli cu strat de uzură din dale mozaicate, dale din beton sau marmură artificială montate pe mortar de poză cu impermeabilitate mărită



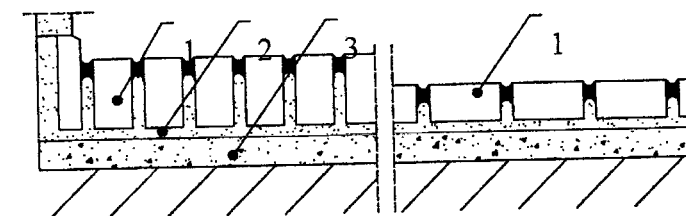
- 1 - dale din beton prefabricate;
- 2 - strat de nisip de minim 10cm;
- 3 - strat de balast sau piatră spartă.

Fig. 9.23 - Pardoseli cu strat de uzură din dale din beton montate pe strat de nisip



- 1 - plăci din gresie ceramică;
- 2 - mortar adeziv 5mm;
- 3 - strat de egalizare din mortar de ciment.

Fig. 9.24 - Pardoseli cu stratul de uzură din plăci de gresie ceramică



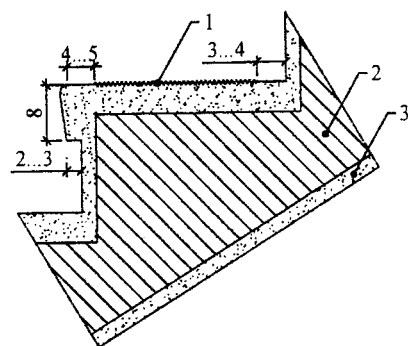
- 1 - cărămidă;
- 2 - strat de poză din nisip sau din mortar de ciment;
- 3 - mortar de ciment fluid.

Fig. 9.25 - Pardoseli cu stratul de uzură din cărămizi pline presate, așezate pe cant sau pe lat, pe suport rigid sau elastic

9.2 DETALII DE FINISAJE LA TREPTE DE BETON

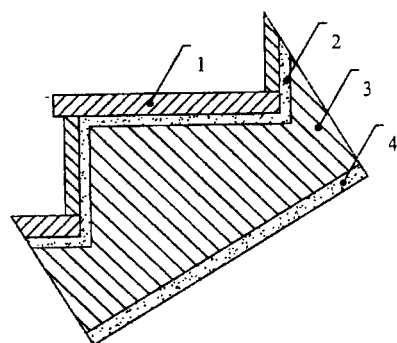
Pe lângă rolul de a asigura circulația pe verticală, scările au și un rol decorativ, de aceea finisarea lor este un element arhitectural important.

În continuare se prezintă câteva soluții posibile de realizare a finisajelor la treptele de beton.



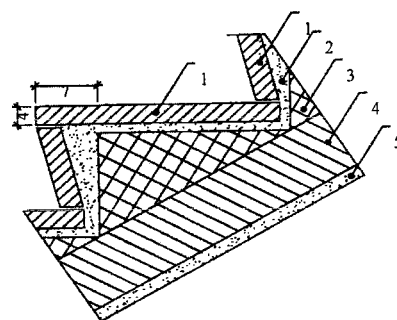
- 1 – mozaic turnat, buceardat;
- 2 – rampa scării;
- 3 – tencuială.

Fig. 9.26 – Finisarea treptelor de beton cu mozaic turnat



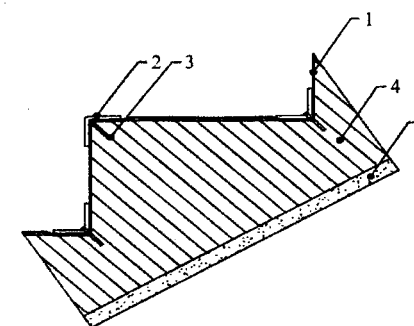
- 1 – dale din piatră naturală;
- 2 – mortar de poză;
- 3 – rampa scării;
- 4 – tencuială.

Fig. 9.27 – Finisarea treptelor cu dale de piatră naturală



- 1 – plăci prefabricate mozaicate;
- 2 – mortar de poză;
- 3 – trepte de beton simplu;
- 4 – rampa scării;
- 5 – tencuială.

Fig. 9.28 – Finisarea treptelor cu plăci prefabricate



- 1 – mochetă sau covor PVC;
- 2 – profil din PVC rigid sau inox;
- 3 – diblu conexpand;
- 4 – rampa scării;
- 5 – tencuială.

Fig. 9.29 – Finisarea treptelor cu mochetă sau covor PVC

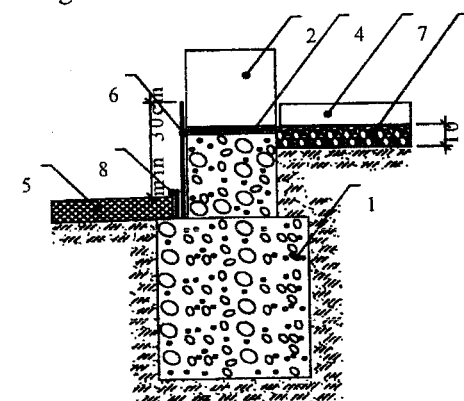
9.3 DETALII DE HIDROIZOLAȚII LA ELEMENTE DE CONSTRUCȚII

Hidroizolația bituminoasă se aplică pe suprafața elementelor de construcții asupra căreia acționează apa și este alcătuită din straturi continue de membrane bituminoase lipite și racordate etanș la rosturi, străpungeri etc.

Hidroizolația din membrane bituminoase trebuie presată între două elemente rigide de construcție. Încărcările transmise de construcție trebuie să acționeze continuu, perpendicular și cât mai uniform distribuite pe suprafața hidroizolației [33].

Hidroizolații la fundații contra umidității pământului

Pentru pereții exteriori ai clădirilor fără subsol, hidroizolația contra umidității pământului sau a apelor provenite din stropiri se execută conform detaliului de principiu din figura 9.30.



- 1 – fundație continuă;
- 2 – peretele exterior al construcției;
- 3 – strat de rupere a capilarității;
- 4 – hidroizolația orizontală bituminoasă;
- 5 – trotuar;
- 6 – hidroizolația soclului;
- 7 – pardoseală;
- 8 – dop de bitum.

Fig. 9.30 – Hidroizolație la pereți exteriori, la clădiri fără subsol

Hidroizolația orizontală bituminoasă (4) între fundație și pereți este alcătuită din 1-2 straturi de membrane bituminoase, lipite prin diferite procedee, conform agrementelor tehnice ale materialelor respective.

Sub pardoseală se aplică un strat de rupere a capilarității (3) din pietriș de 10cm grosime sau, unde este cazul, se poate aplica o hidroizolație din membrane bituminoase așezate pe suport de beton, dacă nivelul maxim al apelor freatice se află sub nivelul pardoselii la cca. 1m.

La socluri, pe minim 30cm înălțime, se aplică o tencuială impermeabilă sau o hidroizolație din membrane bituminoase protejate cu tencuială armată cu plasă de răbiț (6).

Detaliul de hidroizolație contra umidității pământului sau a apelor provenite din stropiri pentru pereții interiori ai clădirilor fără subsol este dat în figura 9.31.

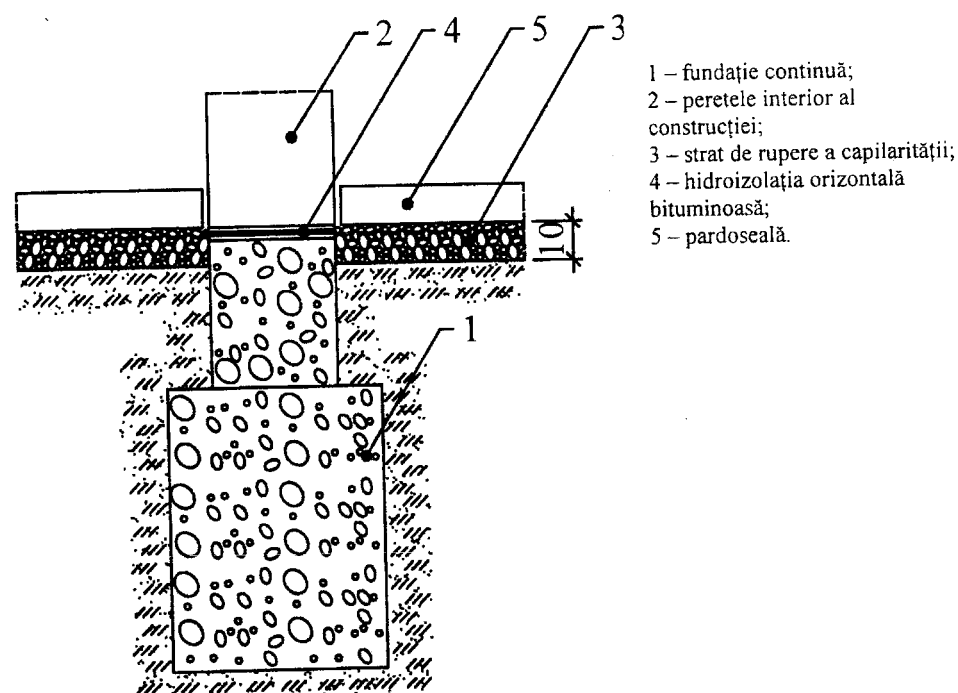


Fig. 9.31 - Hidroizolație la pereții interiori ai clădirilor fără subsol

La fundațiile pereților interiori hidroizolația bituminoasă se rezumă la hidroizolația orizontală, alcătuită la fel ca și la fundațiile pereților exteriori. Deasemenea sub pardoseală se dispune stratul de rupere a capilarității sau, unde este cazul, o hidroizolație din membrane bituminoase așezate pe suport de beton.

Hidroizolația contra umidității pământului sau a apelor provenite din stropiri la clădiri cu subsol pentru pereți exteriori se realizează conform detaliului de principiu din figura 9.32.

Hidroizolația orizontală bituminoasă (4) între fundație și pereți este alcătuită din două membrane bituminoase. Sub pardoseală se realizează un strat de rupere a capilarității (3) din pietriș de 10cm grosime, sau o hidroizolație din foi bitumate pe suport de beton.

La socluri pe minim 30cm înălțime se aplică o tencuială impermeabilă sau o hidroizolație din foi bitumate protejate cu tencuială armată (6) în mod similar cu hidroizolația la pereți exteriori la clădirile fără subsol.

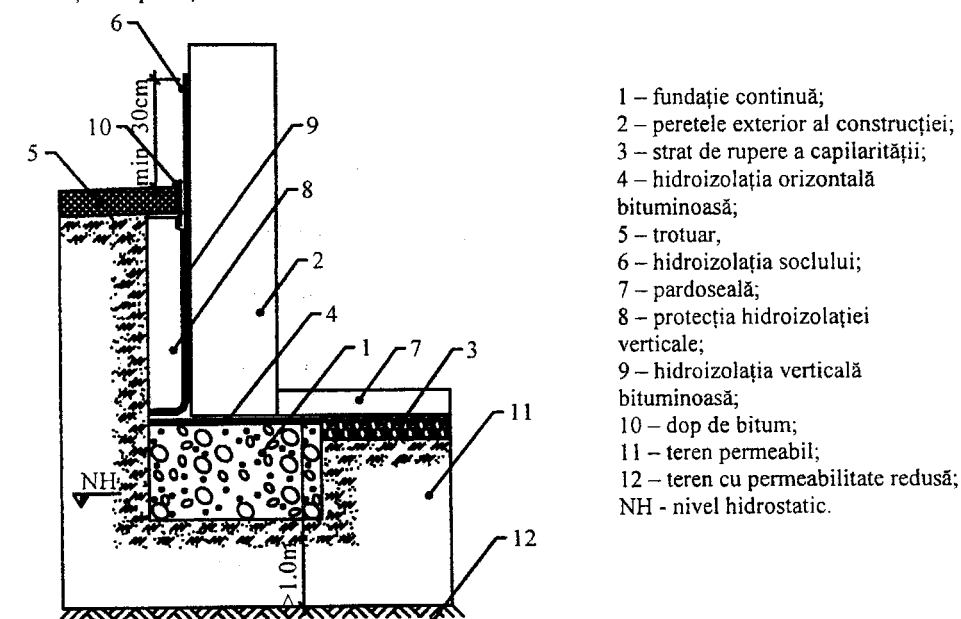


Fig. 9.33 - Hidroizolație la pereții exteriori ai clădirilor cu subsol

Detaliul de hidroizolație contra umidității pământului sau a apelor din stropiri, pentru pereții interiori ai clădirilor cu subsol, atunci când pardoseala subsolului se află la aceeași cotă este prezentat în figura 9.34.

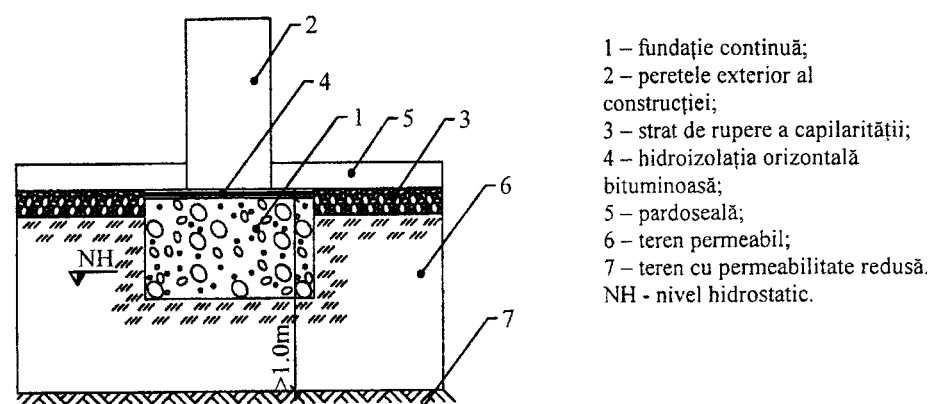


Fig. 9.34 – Hidroizolație la pereții interiori ai clădirilor cu subsol

La fundațiile pereților interiori ai clădirilor cu subsol se realizează o hidroizolație orizontală alcătuită la fel ca și la fundațiile pereților exteriori. Deasemenea este necesar să se dispună stratul de rupere a capilarității sub pardoseală.

Hidroizolații la terase circulabile și necirculabile

Hidroizolațiile bituminoase la terase sunt alcătuite din straturi multiple, constituite din membrane bituminoase, care asigură protecția împotriva apelor din precipitații.

Hidroizolațiile se pot executa la cald, sau la rece prin lipirea membranelor bituminoase cu diferite substanțe.

La acoperișurile prevăzute cu termoizolație, sub aceasta, pe stratul rigid (beton de pantă), se aplică o barieră contra vaporilor alcătuită dintr-una sau două membrane bituminoase, impermeabile la apă și la vapori.

În figurile 9.35 a) și b) sunt date în detaliu modurile de alcătuire a teraselor circulabile, respectiv necirculabile:

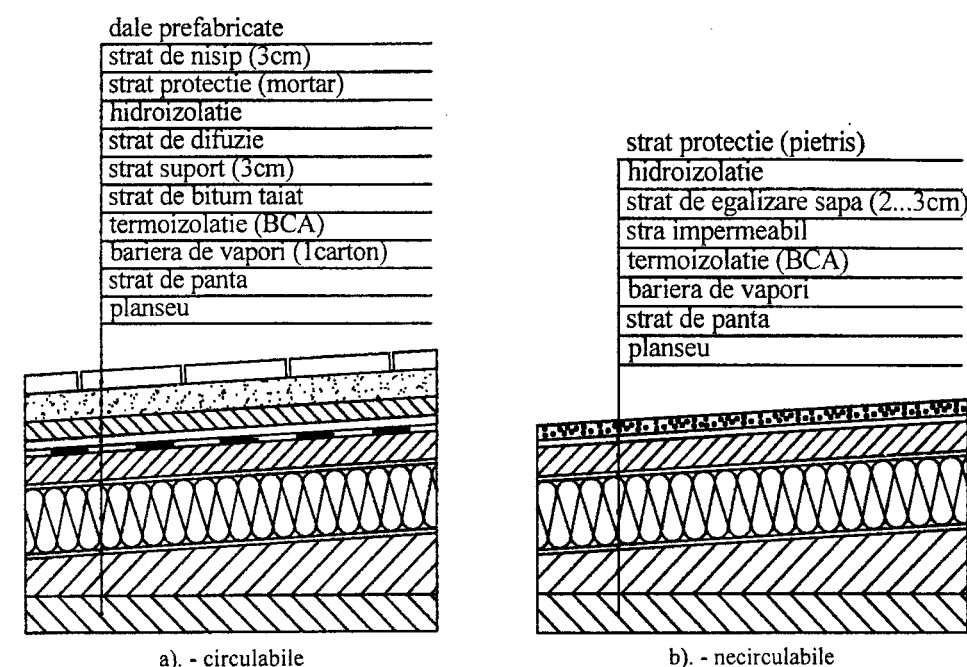


Fig. 9.35 – Detalii de terase

Stratul de pantă ce se aplică peste planșeul de rezistență poate fi alcătuit din beton ușor, granulit sau zgură, etc. Bariera contra vaporilor se dispune sub termoizolație și se realizează dintr-o membrană bituminoasă. Deasupra termoizolației se prevede un strat impermeabil, de protecție împotriva laptelui de ciment ce se poate scurge din stratul de egalizare sau din stratul suport al hidroizolației, realizat din mortar de ciment M100, armat sau nearmat, în funcție de tasabilitatea materialului din care este alcătuită termoizolația.

Hidroizolația propriu-zisă este alcătuită dintr-unul sau două straturi de membrane bituminoase, în grosime de minim 2mm. Dacă aceasta este lipită în puncte și pusă în contact cu exteriorul prin deflectoare sau guri de aerare, ea joacă și rol de strat de difuzie a vaporilor.

În cazul teraselor circulabile, peste hidroizolație se prevede un strat de protecție a acesteia, realizat din mortar de ciment de cca. 2...3cm grosime, peste care se așează un strat de nisip și dalele prefabricate.

În cazul teraselor necirculabile, în vederea protecției acesteia împotriva radiațiilor solare, peste hidroizolația bituminoasă se poate prevedea un strat realizat din pietriș sau din nisip mărgăritar.

Există deasemenea posibilitatea utilizării de noi tipuri de membrane bituminoase, care au lipite pe o parte granule de diferite mărimi, din materiale diverse, cu rol, de protecție împotriva radiațiilor solare.

10.1 PREVEDERI LEGALE PRIVIND AUTORIZAREA CONSTRUCȚIILOR

Executarea lucrărilor de construcții este permisă numai pe baza unei autorizații de construire sau desființare după caz. Lucrările de construcții sunt operațiunile specifice prin care se realizează construcții de orice fel - civile, industriale, agrozootehnice, edilitare subterane și aeriene, căi de comunicații, lucrări ingineresti, de artă etc. sau se desființează astfel de construcții prin demolare, dezmembrare, dinamitare etc.

Autorizația de construire sau desființare se emite la solicitarea deținătorului titlului de proprietate asupra unui teren ori a altui act care conferă dreptul de construire.

Construcțiile civile, industriale, agricole sau de orice altă natură se pot realiza numai cu respectarea autorizației, emisă în condițiile legii [25] și a reglementărilor privind proiectarea și executarea construcțiilor.

Autorizația de construire sau desființare constituie actul de autoritate al administrației publice locale pe baza căruia se asigură aplicarea măsurilor prevăzute de lege, referitoare la amplasarea, proiectarea, executarea și funcționarea construcțiilor. Ea se emite în temeiul și cu respectarea prevederilor documentațiilor de urbanism și de amenajare a teritoriului.

Documentațiile de amenajare a teritoriului și de urbanism cuprind ansamblurile de documente scrise și desenate, referitoare la un teritoriu definit, prin care se analizează situația existentă și se stabilesc obiectivele, acțiunile și măsurile de dezvoltare pe o perioadă determinată.

Structura documentațiilor de amenajare a teritoriului și de urbanism cuprinde:

- planurile de amenajare a teritoriului;
- planurile urbanistice;
- regulamentele locale de urbanism.

Autorizațiile de construire sau desființare se emit în general de primarul localității unde va fi amplasată construcția.

Certificatul de urbanism este actul de informare prin care primăria, în conformitate cu prevederile planurilor urbanistice și ale regulamentelor aferente acestora ori ale planurilor de amenajare a teritoriului, după caz, avizate și aprobate potrivit legii, fac cunoscute solicitantului elementele privind regimul juridic, economic și tehnic al terenurilor și construcțiilor existente la data solicitării și stabilesc cerințele urbanistice care urmează să fie îndeplinite în funcție de specificul amplasamentului, precum și lista cuprinzând avizele și acordurile legale, necesare în vederea autorizării.

În vederea eliberării certificatului de urbanism solicitantul se va adresa autorităților cu o cerere care va cuprinde atât elementele de identificare a imobilului pentru care se solicită certificatul de urbanism, cât și elementele care definesc scopul solicitării. Certificatul de urbanism nu conferă dreptul de a executa lucrări de

construcții. Autorizația de construire sau de desființare se emite pe baza documentației depuse, ce cuprinde:

- certificatul de urbanism;
- dovada titlului asupra terenului sau construcțiilor;
- proiectul pentru autorizarea executării lucrărilor de construcții;
- avizele și acordurile legale necesare, stabilite prin certificatul de urbanism;
- dovada privind achitarea taxelor legale.

Proiectul pentru autorizarea executării lucrărilor de construcții este extras din proiectul tehnic și se elaborează în conformitate cu conținutul-cadru, în concordanță cu cerințele certificatului de urbanism, cu conținutul avizelor și al acordurilor cerute prin acesta și se întocmește, se semnează și se verifică, potrivit legii.

Executarea lucrărilor de construcții se poate face numai pe baza proiectului tehnic și a detaliilor de execuție.

Autoritatea emitentă a autorizației de construire stabilește o perioadă de valabilitate de cel mult 12 luni de la data emiterii, interval în care solicitantul este obligat să înceapă lucrările. În această situație valabilitatea autorizației se extinde pe toată durata de execuție a lucrărilor prevăzute prin autorizație, în conformitate cu proiectul tehnic. În cazul în care lucrările de construcții nu au fost începute ori nu au fost executate integral la termenul stabilit, investitorul poate solicita autorității emitente prelungirea valabilității autorizației cu cel puțin 15 zile înaintea expirării acesteia. Prolungirea valabilității autorizației se poate acorda o singură dată și pentru o perioadă nu mai mare de 12 luni.

Neînceperea lucrărilor ori nefinalizarea acestora în termenele stabilite conduce la pierderea valabilității autorizației, fiind necesară emiterea unei noi autorizații de construire. În situația în care caracteristicile nu se schimbă față de autorizația inițială, se va putea emite o nouă autorizație de construire, fără a fi necesar un nou certificat de urbanism.

Investitorul are obligația să înștiințeze autoritatea emitentă a autorizației de construire, precum și inspectoratul teritorial în construcții asupra datei la care vor începe lucrările autorizate.

Autorizația de construire se semnează de președintele consiliului județean sau de primar, după caz, de secretar și de arhitectul-șef sau de persoana cu responsabilitate în domeniul amenajării teritoriului și urbanismului din aparatul propriu al autorității administrației publice emitente.

Valabilitatea autorizației se menține în cazul schimbării investitorului, înaintea finalizării lucrărilor, cu condiția respectării prevederilor acesteia și a transcrierii actelor care conferă dreptul de construire.

Proiectele pentru autorizarea executării lucrărilor de construcții, precum și proiectele tehnice pe baza cărora se întocmesc acestea se elaborează de colective tehnice de specialitate, se însușesc și se semnează de cadre tehnice cu pregătire superioară numai în domeniul arhitecturii și construcțiilor, astfel:

- de arhitect cu diplomă recunoscută de statul român, pentru proiectarea părții de arhitectură pentru obiective de investiții cuprinse la toate categoriile de importanță a construcțiilor supraterane și a celor subterane;

- de ingineri constructori și de instalații, cu diplomă recunoscută de statul român, pentru părțile de inginerie în domeniile specifice, pentru obiective de investiții cuprinse la toate categoriile de importanță a construcțiilor și la instalațiile aferente acestora;

- de conductor arhitect și de subinginer de construcții, cu diplomă recunoscută de statul român, pentru clădiri de importanță redusă și aflate în afara zonelor protejate.

Semnarea documentațiilor de către persoanele prevăzute angajează răspunderea acestora în condițiile legii.

Clădiri de importanță redusă se consideră construcțiile cu funcții obișnuite, cu un grad de risc scăzut, care afectează un număr redus de oameni:

- clădiri de locuit cu S+P+1E, cu maximum 6 apartamente;
- clădiri pentru învățământ, cu cel mult 4 unități funcționale;
- dispensare comunale;
- sedii administrative în mediul rural: primării, posturi de poliție, cooperative de credit rural, biblioteci, oficii poștale și altele asemenea;
- clădiri pentru comerț și alimentație publică, cu o suprafață de până la 200 mp și cu deschideri până la 6 m;
- hale și ateliere pentru activități meșteșugărești care nu generează vibrații, cu o suprafață de până la 200 mp și deschideri până la 6 m;
- dependințe și anexe gospodărești: garaje, bucătării de vară, grajduri, șure și altele asemenea;
- construcții cu caracter provizoriu.

Construcții cu caracter provizoriu sunt construcțiile autorizate ca atare, indiferent de natura materialelor utilizate, care, prin specificul funcțiunii adăpostite ori datorită cerințelor urbanistice impuse de autoritatea publică, au o durată de existență limitată, precizată și prin autorizația de construire.

De regulă, construcțiile cu caracter provizoriu se realizează din materiale și alcătuiți care permit demontarea rapidă în vederea aducerii terenului la starea inițială (confecții metalice, piese de cherestea, materiale plastice ori altele asemenea) și sunt de dimensiuni reduse. Din categoria construcțiilor cu caracter provizoriu fac parte: chioșcuri, tonete, cabine, locuri de expunere situate pe căile și în spațiile publice, corpuri și panouri de afișaj, firme și reclame, copertine, pergole ori altele asemenea. În sensul prezentei legi realizarea construcțiilor provizorii se autorizează în aceleași condiții în care se autorizează construcțiile definitive.

Organele de control ale consiliilor județene și ale primăriilor au obligația de a urmări respectarea disciplinei în domeniul autorizării executării lucrărilor în construcții în cadrul unităților lor administrativ-teritoriale, potrivit competențelor de emitere a autorizațiilor [23].

Controlul statului în amenajarea teritoriului, urbanism și autorizarea executării lucrărilor de construcții se exercită de Inspectoratul de Stat în Construcții, pe întregul teritoriu al țării și de inspectoratele teritoriale ale acestuia.

Persoanele fizice și juridice care realizează lucrări de construcții au obligația de a executa integral lucrările la termenul prevăzut în autorizație. Lucrările de construcții autorizate se consideră finalizate dacă s-au realizat toate elementele prevăzute în autorizație și dacă s-a efectuat recepția la terminarea lucrărilor, emiterea autorizației de funcționare fiind condiționată de existența procesului-verbal de recepție. Efectuarea recepției la terminarea lucrărilor este obligatorie și în situația realizării lucrărilor în regie proprie.

Recepția lucrărilor constituie o componentă a sistemului calității în construcții și este actul prin care se certifică finalizarea lucrărilor executate în conformitate cu prevederile proiectului tehnic și cu detaliile de execuție.

Recepția lucrărilor de construcții de orice categorie și de instalații se efectuează atât la lucrări noi, cât și la intervenții în timp asupra construcțiilor existente. Recepția lucrărilor de construcții se realizează în două etape, după cum urmează:

- recepția la terminarea lucrărilor;
- recepția finală.

Demolarea, dezafectarea ori dezmembrarea - parțială sau totală - a construcțiilor și instalațiilor aferente, precum și a oricăror amenajări se face numai pe baza autorizației de desființare obținute în prealabil.

Autorizația de desființare se emite în aceleași condiții ca și autorizația de construire, în conformitate cu prevederile planurilor urbanistice și ale regulamentelor aferente acestora.

10.2 CONȚINUTUL CADRU AL PROIECTULUI PENTRU AUTORIZAREA LUCRĂRILOR DE CONSTRUCȚII

Proiectul pentru autorizarea executării lucrărilor de construcții se elaborează de proiectanți autorizați, persoane fizice sau juridice și este extras din proiectul tehnic întocmit conform prevederilor legale în vigoare, în concordanță cu cerințele certificatului de urbanism, cu conținutul avizelor și al acordurilor cerute prin acesta.

Proiectul tehnic (P.Th.) reprezintă documentația (piese scrise și desenate) care cuprinde soluțiile tehnice și economice de realizare a obiectivului de investiții și pe baza careia se execută lucrările autorizate.

Proiectul pentru autorizarea executării lucrărilor de construcții necesar emiterii autorizației de construire este extras din Proiectul Tehnic (P.Th.) și se elaborează în conformitate cu conținutul-cadru.

Proiectul pentru autorizarea executării lucrărilor de construcții se întocmește pentru:

- autorizarea executării lucrărilor de construire - P.A.C.;
- autorizarea executării lucrărilor de desființare - P.A.D.;

- autorizarea executării organizării lucrărilor - P.O.E.

Conținutul-cadru al proiectului pentru autorizarea executării lucrărilor de construcții cuprinde opisul pieselor scrise și desenate, necesar a fi prezentate spre autorizare.

Proiectul pentru autorizarea executării lucrărilor de construire -P.A.C.

A. PIESE SCRISE

1. Lista și semnăturile proiectanților

Se completează cu numele în clar și calitatea proiectanților, precum și cu partea din proiect pentru care raspund.

2. Memoriu

2.1. Date generale:

Descrierea lucrărilor care fac obiectul proiectului pentru autorizarea lucrărilor de construcții, făcându-se referiri la:

- amplasamentul, topografia acestuia, trasarea lucrărilor;
- clima și fenomenele naturale specifice;
- geologia și seismicitatea;
- categoria de importanță a obiectivului

2.2. Memorii pe specialități

Descrierea lucrărilor de:

- arhitectură;
- structură;
- instalații;
- dotări și instalații tehnologice, după caz;
- amenajări exterioare și sistematizare verticală.

2.3. Date și indici care caracterizează investiția proiectată, cuprinși în anexa la cererea pentru autorizare:

- suprafețele - construită desfășurată, construită la sol și utilă;
- înălțimile clădirilor și numărul de niveluri;
- volumul construcțiilor;
- procentul de ocupare a terenului - P.O.T.;
- coeficientul de utilizare a terenului - C.U.T.

2.4. Devizul general al lucrărilor

2.5. Anexe la memoriu

- studiul geotehnic;
- referatele de verificare a proiectului, în conformitate cu legislația în vigoare privind calitatea în construcții, întocmite de verificatori atestați de Ministerul Lucrărilor Publice, Transporturilor și Locuinței și agreeți de investitor;
- fișe tehnice cuprinzând elementele de aviz necesare în vederea emiterii acordului unic, obținute prin grija emitentului autorizației și cerute prin certificatul de urbanism;

- documentațiile specifice necesare pentru obținerea, prin grija emitentului autorizației, a avizelor Brigăzii de pompieri, Comandamentului apărării civile și acordului de mediu;

- avize specifice cerute prin certificatul de urbanism, ca urmare a condițiilor speciale de amplasament sau a funcționalității investiției, obținute în prealabil de solicitant - avizul Ministerului Lucrărilor Publice, Transporturilor și Locuinței, Ministerului Culturii și Cultelor, Ministerului Apărării Naționale, Ministerului de Interne, Serviciului Roman de Informații, al altor organisme ale administrației centrale sau ale serviciilor descentralizate ale acestora, după caz, conform reglementărilor legale în vigoare;

- acordul vecinilor, conform prevederilor legale în vigoare, exprimat în formă autentică, pentru construcțiile noi, amplasate adiacent construcțiilor existente sau în imediata lor vecinătate - și numai dacă sunt necesare măsuri de intervenție pentru protejarea acestora, pentru lucrări de construcții necesare în vederea schimbării destinației în clădiri existente, precum și în cazul amplasării de construcții cu altă destinație decât cea a clădirilor învecinate.

B. PIESE DESENATE

1. Planuri generale

1.1. Plan de încadrare în teritoriu care reprezintă planșa pe suport topografic vizată de Oficiul județean de cadastru, geodezie și cartografie, întocmită la scările: 1:10.000, 1:5.000, 1:2.000 sau 1:1.000, după caz

1.2. Plan de situație privind amplasarea obiectivelor investiției care reprezintă planșa pe suport topografic vizată de Oficiul județean de cadastru, geodezie și cartografie, întocmită la scările: 1:2.000, 1:1.000, 1:500, 1:200 sau 1:100, după caz, prin care se precizează:

- parcela cadastrală pentru care a fost emis certificatul de urbanism, descrisă prin totalitatea elementelor topografice determinante pentru suprafața, lungimea laturilor, unghiuri, inclusiv poziția și înălțimea la coamă a calcanelor limitrofe, precum și poziția reperelor fixe și mobile de trasare;
- amplasarea tuturor construcțiilor care se vor menține, se vor desființa sau se vor construi;
- cotele construcțiilor proiectate și menținute, pe cele trei dimensiuni (cota $\pm 0,00$; cote de nivel; distanțe de amplasare, axe, cotele trotuarelor, aleilor, platformelor etc.);

- denumirile și destinațiile fiecărui corp de construcție;
- sistematizarea pe verticală a terenului și modul de scurgere a apelor pluviale;

- accesese pietonale și carosabile din incintă și clădiri, plantațiile prevăzute

1.3. Planul privind construcțiile subterane

Va cuprinde amplasarea acestora, în special a rețelilor de utilități urbane din zona amplasamentului: trasee, dimensiuni, cote de nivel privind poziționarea căminelor - radier și capac - și va fi redactat la scara 1:500. În cazul lipsei unor rețele publice de

echipare tehnico-edilitară se vor indica instalațiile proprii prevăzute prin proiect, în special cele pentru alimentare cu apă și canalizare.

2. Planșe pe specialități

2.1. Arhitectură

Piese desenate de arhitectură vor cuprinde planșele principale privind arhitectura fiecărui obiect, redactate la scara 1:50 sau 1:100, după cum urmează:

- planurile cotate ale tuturor nivelurilor subterane și supraterane, cu indicarea funcțiunilor, dimensiunilor și a suprafețelor;
- planurile acoperișurilor - terasă sau șarpantă -, cu indicarea pantelor de scurgere a apelor meteorice și a modului de colectare a acestora, inclusiv indicarea materialelor din care se execută învelitorile;
- secțiuni caracteristice - în special pe linia de cea mai mare pantă, acolo unde este cazul, care să cuprindă cota $\pm 0,00$, cotele tuturor nivelurilor, înălțimile determinante ale acoperișului - cotele la coamă și la cornișe -, fundațiile clădirilor învecinate la care se alătură construcțiile proiectate;
- toate fațadele, cu indicarea materialelor și finisajelor, inclusiv culorile, cotate și cu indicarea racordării la nivelul terenului amenajat;
- în situația integrării construcțiilor într-un front existent, se va prezenta și desfășurarea stradală prin care se va arăta modul de integrare a acestora în țesutul urban existent.

2.2. Structura

- Se extrage din proiectul tehnic doar planul fundațiilor și detalii de fundații.
- Planul fundațiilor care se redactează la scara 1:50 va releva:
- modul de respectare a condițiilor din studiul geotehnic;
- măsurile de protejare a fundațiilor clădirilor învecinate, la care se alătură construcțiile proiectate.

2.3. Instalații

Schemele instalațiilor vor prezenta parametrii principali și schemele funcționale ale instalațiilor proiectate.

2.4. Dotări și instalații tehnologice (dacă este cazul)

Fiecare planșă prezentată în cadrul Secțiunii B – Piese desenate va avea în partea dreaptă jos un cartuș, care va cuprinde: numele firmei sau al proiectantului elaborator, numărul de înmatriculare sau numărul autorizației, după caz, titlul proiectului și al planșei, numărul proiectului și al planșei, data elaborării, numele, calitatea și semnătura elaboratorilor și ale șefului de proiect.

Proiectul pentru autorizarea executării lucrărilor de desființare-P.A.D.

A. PIESE SCRISE

1. Lista și semnăturile proiectanților

Se completează cu numele în clar și calitatea proiectanților, precum și cu partea din proiect pentru care răspund.

2. Memoriu

2.1. Date generale

Descrierea construcției care urmează să fie desființată:

- scurt istoric: anul edificării, meșteri cunoscuți, alte date caracteristice;
- descrierea structurii, a materialelor constitutive, a stilului arhitectonic;
- menționarea și descrierea elementelor patrimoniale sau decorative care urmează a se preleva;
- fotografii color - format 9x12 cm - ale tuturor fațadelor, iar acolo unde este cazul se vor prezenta desfășurări rezultate din asamblarea mai multor fotografii;
- descrierea lucrărilor care fac obiectul proiectului pentru autorizarea lucrărilor de desființare

2.2. Fișe tehnice cuprinzând elementele de aviz necesare emiterii acordului unic obținute prin grija emitentului autorizației și cerute prin certificatul de urbanism

B. PIESE DESENATE

1. Plan de încadrare în teritoriu care reprezintă planșa pe suport topografic vizat de Oficiul județean de cadastru, geodezie și cartografie, întocmită la scările: 1:10.000, 1:5.000, 1:2.000 sau 1:1.000, după caz

2. Plan pe situație a imobilelor care reprezintă planșa pe suport topografic vizat de Oficiul județean de cadastru, geodezie și cartografie, întocmită la scările: 1:2.000, 1:1.000, 1:500, 1:200 sau 1:100, după caz, prin care se precizează:

- parcela cadastrală pentru care a fost emis certificatul de urbanism;
- amplasarea tuturor construcțiilor care se vor menține sau se vor desființa;
- modul de amenajare a terenului după desființarea construcțiilor;
- sistematizarea pe verticală a terenului și modul de scurgere a apelor pluviale;
- plantațiile existente și care se mențin după desființare

Pe planșă se vor indica în mod distinct elementele existente, cele care se desființează și cele propuse - plan de situație, construcții noi sau umpluturi de pământ, plantații etc., după caz.

3. Planul privind construcțiile subterane care va cuprinde amplasarea acestora, în special a rețelilor de utilități urbane din zona amplasamentului: trasee, dimensiuni, cote de nivel privind poziționarea căminelor - radier și capac - și va fi redactat la scara 1:500. În cazul lipsei unor rețele publice de echipare tehnico-edilitară se vor indica instalațiile proprii prevăzute prin proiect, în special cele pentru alimentare cu apă și canalizare.

4. Relevul construcțiilor care urmează să fie desființate

Planșele se vor redacta la o scară convenabilă - 1:100 sau 1:50 -, care să permită evidențierea spațiilor și a funcțiunilor existente, cu indicarea cotelor, suprafețelor și a materialelor existente:

- planurile tuturor nivelurilor și planul acoperișului;
- principalele secțiuni: transversală, longitudinală, alte secțiuni caracteristice, după caz;

- toate fațadele.

Proiectul de organizare a execuției lucrărilor - P.O.E.

Proiectul de organizare a execuției lucrărilor - P.O.E. - este necesar în toate cazurile în care se realizează o investiție. În situația în care acesta nu se prezintă împreună cu proiectul pentru autorizarea executării lucrărilor de construcții, se va obține o autorizație de construire separată de cea pentru investiția propriu-zisă.

Proiectul de organizare a execuției lucrărilor trebuie să cuprindă descrierea tuturor lucrărilor provizorii pregătitoare și necesare în vederea asigurării tehnologiei de execuție a investiției, atât pe terenul aferent investiției, cât și pe spațiile ocupate temporar în afara acestuia, inclusiv cele de pe domeniul public, după cum urmează:

A. PIESE SCRISE

1. Lista și semnăturile proiectanților

Se completează cu numele în clar și calitatea proiectanților, precum și cu partea din proiect pentru care răspund.

2. Memoriu care va cuprinde:

- descrierea lucrărilor provizorii: organizarea incintei, modul de amplasare a construcțiilor, amenajărilor și depozitelor de materiale;
- asigurarea și procurarea de materiale și echipamente;
- asigurarea racordării provizorii la rețeaua de utilități urbane din zona amplasamentului;
- precizări cu privire la accese și împrejurimi;
- precizări privind protecția muncii.

B. PIESE DESENATE

1. Plan general care cuprinde elementele de organizare a execuției lucrărilor. Aceste elemente vor putea fi prezentate și în planul de situație, privind amplasarea obiectivelor investiției, al proiectului pentru autorizarea executării lucrărilor de construcții.

Fiecare planșă prezentată în cadrul Secțiunii B (Piese desenate), va avea în partea dreaptă jos un cartuș, care va cuprinde: numele firmei sau al proiectantului elaborator, numărul de înmatriculare sau numărul autorizației, după caz, titlul proiectului și al planșei, numărul proiectului și al planșei, data elaborării, numele, calitatea și semnătura elaboratorilor și ale șefului de proiect.

În continuare se va exemplifica întocmirea pieselor scrise pentru un proiect de execuție. De asemenea se prezintă formularele și cererile tip pentru Autorizația de construire și Certificatul de urbanism.

FOAIE DE CAPĂT

CONTRACT: 182 / 2001

DENUMIRE PROIECT: CLĂDIRE DE LOCUIT P + 1
Str. Liviu Rebreanu nr. 23

BENEFICIAR: NICULESCU PETRE
NICULESCU ELENA

FAZA: AUTORIZAȚIE DE CONSTRUIRE

- SEPTEMBRIE 2001 -

BORDEROU

A. PIESE SCRISE

1. Foaie de capăt
2. Borderou
3. Colectiv de elaborare
4. Tema de proiectare
5. Memoriu tehnic arhitectura
6. Memoriu tehnic rezistenta
7. Extras de Carte Funciară
8. Certificat de urbanism (copie)

B. PIESE DESENATE

- | | |
|--|----|
| 1. Plan de situație; plan de încadrare în zonă | 01 |
| 2. Plan parter | 02 |
| 3. Plan etaj | 03 |
| 6. Secțiune transversală | 04 |
| 7. Fațadă principală | 05 |
| 8. Fațadă laterală | 06 |
| 9. Fațadă secundară | 07 |
| 10. Plan fundații | 08 |
| 11. Detalii fundații | 09 |
| 12. Detalii armare fundații | 10 |
| 13. Plan învelitoare | 11 |

COLECTIV DE ELABORARE

Arh. Stela NICULA

Ing. Silviu SECULA

Ing. Daniel DAN

Ing. Luminița FEKETE – NAGY

TEMA DE PROIECTARE

DENUMIRE: CLĂDIRE DE LOCUIT P + 1

AMPLASAMENT: Strada Liviu Rebreanu nr. 23, Timișoara

BENEFICIAR: NICULESCU PETRE, NICULESCU ELENA

CERINȚE PENTRU PROIECTARE:

Construirea unei clădiri noi având regim de înălțime P+1 cu următoarele funcționalități:

- la parter - un birou, o bucătărie, o baie și o cameră de zi;
- la etaj - o baie și trei dormitoare.
- Structură de rezistență din zidărie de cărămidă tip POROTHERM, planșeu

din beton armat, învelitoare din țiglă pe șarpantă din lemn.

FAZE DE PROIECTARE: C.U.; A.C.; P. T.

Beneficiar:

NICULESCU PETRE

NICULESCU ELENA

MEMORIU TEHNIC REZISTENȚĂ

1. Prezentare

La solicitarea beneficiarilor **Niculescu Petre și Niculescu Elena** proprietari, conform extrasului de carte funciară nr. 12563, al terenului din strada Liviu Rebreanu Nr. 23, Timișoara s-a întocmit prezenta documentație pentru obținerea AUTORIZAȚIEI DE CONSTRUIRE la lucrarea „CLĂDIRE DE LOCUIT P + 1E”.

2. Regimul juridic

Construcția este amplasată în strada Liviu Rebreanu nr. 23, Timișoara, și este înscrisă în CF la nr. 12563, nr. TOPO al parcelei fiind 14225/2. Pentru viitoarea clădire s-a eliberat CERTIFICATUL DE URBANISM CU Nr din

3. Regimul tehnic

3.1 - Construcția se încadrează în Clasa de Importanță III –Construcții de importanță normală (clădiri de locuit) în conformitate cu P100 – 1992.

3.2- Construcția se încadrează în Categoria de importanță C – construcții de importanță normală în conformitate cu HGR 261/1994.

3.3- Regimul de înălțime al construcției este P+1. Înălțimea la partea superioară a șarpantei este de 8.15 m față de nivelul terenului. Construcția se caracterizează printr-un volum simplu, fiind concepută din forme regulate.

3.4- Structura de rezistență este alcătuită după cum urmează:

- fundațiile din beton armat de clasă cu lățimea talpii de cm pentru zidurile exterioare și interioare;
- pereți portanți exteriori din zidărie de cărămidă tip POROTHERM cu grosimea de 30 cm;
- pereți portanți interiori din zidărie de cărămidă tip POROTHERM cu grosimea de 25 cm;
- pereți despărțitori din gips - carton grosimea de 10 cm;
- planșeul peste parter și etaj din beton armat monolit;
- acoperișul este de tip șarpantă, pentru învelitoare utilizându-se țiglă profilată.

Intocmit:
Ing. SECULA Silviu

Către,

Prefectura

Primăria

CERERE**PENTRU ELIBERAREA CERTIFICATULUI DE URBANISM**Subsemnatul ¹

în județul	municipiul orașul comuna	cu domiciliul ² sediu
------------------	--------------------------------	-------------------------------------

sectorul	cod poștal
satul	
strada	nr., bloc, sc., et., ap.

solicit eliberarea în conformitate cu prevederile Legii nr. 50/1991 a certificatului de urbanism pentru terenul și	
construcțiile situate în județul	municipiul orașul comuna

sectorul	cod poștal
strada	numărul

Nr. fișă cadastrală ³	nr. topografic al parcelei
Nr. Carte Funciară	

s-au identificat prin ⁴ :Certificatul de urbanism este necesar pentru ⁵ :Suprafața terenului pentru care se solicită certificat de urbanism este de m².

Declar pe proprie răspundere că datele menționate în prezenta cerere sunt exacte.

Semnătura,

Data 199

1) Numele și prenumele solicitantului: persoană fizică sau reprezentant al firmei (persoană juridică), cu precizarea denumirii firmei și a calității solicitantului în cadrul firmei.

2) Pentru persoană fizică, se completează cu datele privind domiciliul acestuia, iar pentru reprezentant al firmei (persoană juridică) se completează cu datele privind sediul firmei.

3) Se completează cu numărul fișei cadastrale sau cu numărul Cărții Funciare și cu numărul topografic al parcelei din planul cadastral furnizat, la cererea solicitantului, de către Oficiul Județean de Cadastru sau de către Biroul Cadastral de pe lângă Notariatul de Stat în raza cărui se găsește amplasamentul pentru care se solicită certificatul de urbanism.

În lipsa acestora, se completează cu numărul de ordine al posesorului și suprafața de teren înscrise în Registrul agricol.

4) În cazul care terenul nu poate fi identificat prin Cartea Funciară/Fișă cadastrală, se completează prin: descrierea poziției terenului prin repere identificabile, sau

- ridicare topografică, sau
- plan de situație, sau
- act doveditor de impunere fiscală care să conțină identificarea poziției terenului, sau
- studiul și planuri urbanistice anexate.

5) Se completează tipurile de lucrări conform punctelor "a" până la "g" sau operațiunile imobiliare de la punctele "h" și "i", după cum urmează:

a) lucrări de construire, reconstruire, consolidare, modificare, extindere sau reparare a construcțiilor;

b) lucrări de construire, reparare, protejare, restaurare, conservare, precum și orice alte lucrări, ce urmează a fi efectuate la construcții reprezentând monumente și ansambluri istorice, arheologice, de arhitectură, artă sau cultură, inclusiv în zonele de protecție ale acestora;

c) lucrări de construire, reconstruire, consolidare, modificare, extindere sau reparare privind căi de comunicație, dotări tehnico-edilitare subterane și aeriene, inclusiv bransamente, împrejurimi și mobilier urban, amenajări de spații verzi, parcuri, piețe și celelalte lucrări de amenajare a spațiilor publice;

d) foraje și excavări necesare studiilor geotehnice și ridicărilor topografice, exploatarea de cariere, balastiere, sonde de gaze și petrol, precum și alte exploatare;

e) construcții provizorii de șantier;

f) organizarea de tabere cu corturi, căsuțe sau rulote;

g) lucrări cu caracter provizoriu: chioșcuri, tonete, cabine, spații de expunere situate pe căile și în spațiile publice, corpuri și panouri de afișaj, firme și reclame;

h) vânzări, cumpărări, concesiuni, împărțiri;

i) alte scopuri;

Pentru punctele "a" până la "g" se vor preciza destinația, mărimea și/sau capacitatea.

NOTĂ:

Taxa pentru emiterea certificatului de urbanism se stabilește de către personalul de specialitate autorizat, pe baza reglementărilor legale în vigoare. Chitanța de plată a taxei se anexează la depunerea cererii.

Către, Prefectura
Primăria

C E R E R E
PENTRU ELIBERAREA AUTORIZAȚIEI DE CONSTRUIRE
DESFIINȚARE

Subsemnatul ¹⁾ _____

_____ cu domiciliul ²⁾ _____
sediul _____
În județul _____ municipiul
orașul
comuna _____ cod poștal _____
sectorul _____
satul _____
strada _____ nr. _____, bloc _____, sc. _____, et. _____, ap. _____

solicit eliberarea în conformitate cu prevederile Legii nr. 50/1991 a autorizației de construire
desființare
pentru terenul situat în județul _____ municipiul
orașul
comuna _____
sectorul _____ cod poștal _____
satul _____
strada _____ numărul _____

Nr. fișă cadastrală _____ nr. topografic al parcelei _____
Nr. Carte Funciară _____

În vederea executării lucrărilor de ³⁾ _____

În valoare de ⁴⁾ _____ lei.

1) Numele și prenumele solicitantului: persoană fizică sau reprezentant al firmei (persoană juridică) cu precizarea denumirii firmei și a calității solicitantului în cadrul firmei.

2) Pentru persoană fizică se completează cu datele privind domiciliul acesteia, iar pentru reprezentant al firmei (persoană juridică) se completează cu datele privind sediul firmei.

3) Se înscrie categoria lucrărilor prevăzute (conform cap. 1 din ANEXĂ), denumirea lucrării și capacitatea (conform cap. 3, punctul k, din ANEXĂ, precum și alte elemente principale care definesc toate lucrările prevăzute a fi autorizate.

4) Valoarea lucrărilor se stabilește de către solicitant.

Pentru locuințele proprietate personală și casele de vacanță subvenționate din bugetul Statului conform art. 22 și 23 din Legea 50/1991, valoarea lucrărilor este cea stabilită de unitatea finanțatoare, anterior solicitării autorizației de construire.

Proiectul lucrărilor nr. ¹⁾ _____ a fost elaborat de

_____, cu sediul în județul _____
municipiul
orașul
comuna _____ sectorul
satul _____
cod poștal _____ strada _____ nr. _____

Verificarea proiectului conform prevederilor legale a fost efectuată de:

1.	4.
2.	5.
3.	6.

Durata executării lucrărilor este de _____ luni
zile

Anexez prezentei cereri:

1. Dovada titlului asupra terenului (copie legalizată)

2. Certificatul de urbanism nr. _____ din _____ 199 _____ (copie)

3. Proiectul lucrărilor, în două exemplare, compus din : _____

4. Avize și studii: _____

Declar pe propria răspundere că datele menționate în prezenta cerere sunt exacte și mă angajez să respect, în cunoștința prevederilor legii, autorizația de construire și documentația aferentă vizată spre ne schimbare.

Data _____ 199 _____

Semnătura, _____

Taxa pentru eliberarea autorizației de construire se stabilește de către personalul de specialitate autorizat, pe baza reglementărilor legale în vigoare. Chitanța de plată a taxei se anexează la depunerea cererii.

¹⁾ Se completează numărul proiectului și data elaborării.

ROMÂNIA



JUDEȚUL

MUNICIPIULUI
PRIMĂRIA ORAȘULUI
COMUNEI

CERTIFICAT DE URBANISM

Nr. din 200....

Ca urmare a cererii adresate de

domiciliul municipiul
cu sediul în județul orașul
comuna

sectorul cod poștal strada nr.
bloc sc. etaj ap. înregistrată la nr. din 200.....

În baza prevederilor Legii nr. 50/1991, privind autorizarea executării construcțiilor și unele
măsuri pentru realizarea locuințelor, se

CERTIFICĂ:

Pentru terenul și construcțiile situate în județul

municipiul sectorul
orașul satul
comuna

cod poștal strada nr.

Nr. fișă cadastrală numărul topografic al parcelei

Nr. Carte Funciară
sau identificat prin

1. REGIMUL JURIDIC**2. REGIMUL ECONOMIC****3. REGIMUL TEHNIC**

Prezentul certificat de urbanism poate fi utilizat, conform cererii, pentru:
nu ține loc de autorizație de construire și are valabilitate luni de la data emiterii

PRIMAR,

SECRETAR,

ARHITECT ȘEF,

TEHNICIAN URBANISM ȘI
AMENAJAREA TERITORIULUI

Documentația tehnică, pe baza căreia se va solicita eliberarea autorizației de construire, va fi însoțită
de următoarele avize și studii:

Achitat taxa de lei conform chitanței nr. din 200....

Transmis solicitantului la data de 200.... direct
PRELUNGIT VALABILITATEA CU LUNI. prin poștă

PRIMAR,

SECRETAR,

L.S.

ARHITECT ȘEF,

TEHNICIAN URBANISM ȘI
AMENAJAREA TERITORIULUI

Data prelungirii valabilității200.....

Achitat taxa de lei conform chitanței nr. din 200....

Transmis solicitantului la data de 200.... direct
prin poștă

*) Se completează numărul proiectului și data elaborării.

- [1] Cadar I., Clipii T., Tudor A., - Beton armat, Ed. Orizonturi Universitare, Timișoara, 1999
- [2] Dan D., Secula S., - Construcții Civile, Proceduri de încercări experimentale, Ed. U.P.T., Timișoara, 2001
- [3] Filimon I., Clipii T., Jiva C., Tudor A., Florea A., Iosip-Moș Ș., - Calculul și alcătuirea elementelor din beton armat, Îndrumător de proiectare, Ed. IPTVT, Timișoara, 1990
- [4] Furdui C., Mirean R., - Construcții – Curs General, Ed. U.P.T., Timișoara, 1994,
- [5] Gruner I., Frunză R., Rotaru G., - Curs de cladiri civile p. a II-a, Ed. I.P.T., Timișoara, 1969.
- [6] Gruner I., Mihăiescu A., Friedrich R., Frunză G., Noaghiu C., Rotaru G., - Îndrumător pentru proiectul de la Clădiri Civile, Ed. I.P.T.V.T., Timișoara, 1973,
- [7] Haida V., Gruia A., - Îndrumător de proiectare - Fundații directe, Ed. UPT, Timișoara, 1996
- [8] Ianca S., - Elemente de arhitectură, Ed. Orizonturi Universitare, Timișoara, 1997
- [9] Mihăiescu A., Frunză G., Rotaru G., Tudor D., Stoian V., - Îndrumător de proiect la Clădiri Civile, Ed. I.P.T.V.T., Timișoara, 1973,
- [10] Mihăiescu A., Tudor D., Stoian V., Ianca S., Moldt M., Mirean R., - Construcții Civile-îndrumător de proiectare, p.II-a, Ed. I.P.T. Timișoara, 1990,
- [11] Păunescu M., Haida V., Gruia A., - Fundații, curs pentru subingineri, Ed. Didactică și Pedagogică, București, 1973
- [12] Peștișanu C., - Construcții, Ed. Didactică și Pedagogică, București, 1979
- [13] Peștișanu C., Darie M., Popescu L., Voiculescu M., - Construcții Civile, Industriale și Agricole, Ed. Didactică și Pedagogică, București, 1981
- [14] Stoian V., Tudor D., - Curs de Construcții Civile, Vol. I și II, Ed. I.P.T., Timișoara, 1983
- [15] Stoian V., Clipii T., - Îndrumător pentru proiectarea asistată de calculator în construcții, Îndrumător Partea I și II, Ed. I.P.T., Timișoara, 1995
- [16] Terteia I., Oneț T., Beuran M., Păcurar V., - Proiectarea betonului armat, Ed. Didactică și Pedagogică, București, 1977
- [17] Tudor D., Stoian V., - Construcții Civile, Curs, Vol. I, Ed. I.P.T., Timișoara, 1983
- [18] *** - Circulara ICCPDC nr. 9686/3/85, Modificări la apăsări tehnice republicane, Buletinul Construcțiilor, Vol. 3, 1986
- [19] *** - "Cod pentru calculul și alcătuirea elementelor de construcții din lemn", Indicativ NP 005-96, Buletinul Construcțiilor, Vol. 12, 1996,
- [20] *** - Cod de practică pentru executarea lucrărilor din beton, beton armat și beton precomprimat (partea I – beton și beton armat), Indicativ NE 012-99, Buletinul Construcțiilor Vol. 8-9, Ed. INCDCCEC, București, 1999
- [21] *** - Normativ privind proiectarea, execuția și asigurarea calității pardoselilor la clădiri civile, Indicativ NP 037-98
- [22] *** - Ghid pentru calculul la stări limită a elementelor structurale din lemn, Indicativ NP 019-97, I.P.C.T. București,
- [23] *** - Legea 10-1995, Calitatea în construcții
- [24] *** - Legea 114-1996, Legea locuinței
- [25] *** - Lege nr. 453/18.07.2001 pentru modificarea și completarea Legii nr. 50/1991 privind autorizarea executării lucrărilor de construcții și unele măsuri pentru realizarea locuințelor, Monitorul Oficial nr. 01.08.2001,
- [26] *** - Normativ privind alcătuirea, calculul și executarea structurilor din zidărie, Indicativ P 2-85,
- [27] *** - Normativ privind proiectarea și executarea lucrărilor de fundații directe la construcții, Indicativ P 10-86
- [28] *** - Normativ pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor de locuințe social – culturale, agrozootehnice și industriale – Indicativ P 100 – 92. Buletinul Construcțiilor
- [30] *** - STAS 1434-83, Desene tehnice în construcții – Linii, cotate, reprezentări convenționale, Indicator,
- [31] *** - STAS 1504-85, Instalații sanitare, Distanțe de amplasare a obiectelor sanitare, armăturilor și accesoriilor lor
- [32] *** - STAS 2355/1-85, Construcții Civile, Industriale și Agricole, Lucrări de hidroizolații în construcții, Clasificare și terminologie,
- [33] *** - STAS 2355/2-87, Construcții Civile, Industriale și Agricole, Hidroizolații din materiale bituminoase la elemente de construcții, Prescripții generale de proiectare și execuție
- [34] *** - STAS 2355/3-87, Construcții Civile, Industriale și Agricole, Hidroizolații din materiale bituminoase la terase și acoperișuri, Prescripții generale de proiectare și execuție
- [35] *** - STAS 2965-87, Construcții Civile, Scări, Prescripții generale de proiectare
- [36] *** - STAS 3303/2-88, Construcții Civile, Industriale și Agrozootehnice. Paneele învelitorilor. Prescripții de proiectare
- [37] *** - STAS 4670-85, Coordonarea modulară în construcții, Goluri pentru ușile și ferestrele clădirilor de locuit și social – culturale. Dimensiuni
- [38] *** - STAS 5721-80, Spații minime pentru amplasarea mobilierului și echipamentului în clădirile de locuit. Dimensiuni
- [39] *** - STAS 10100/0-75, Principii generale de verificare a construcțiilor

- [40] *** - STAS 10101/0A-77, Acțiuni în construcții. Clasificarea și gruparea acțiunilor pentru construcții civile și industriale
- [41] *** - STAS 10101/20-90 – Acțiuni în construcții. Încărcări date de vânt
- [42] *** - STAS 10101/21-92 – Acțiuni în construcții. Încărcări date de zăpadă
- [43] *** - STAS 10107/1-90, Construcții Civile, Industriale și Agrozootehnice, Planșee din beton armat și precomprimat, Prescripții generale de proiectare,
- [44] *** - STAS 10107/2-77, Construcții Civile, Industriale și Agricole, Planșee curente din plăci și grinzi din beton armat și beton precomprimat, Prescripții de calcul și alcătuire
- [45] *** - STAS 10101/0-75, Acțiuni în construcții. Clasificarea și gruparea acțiunilor
- [46] *** - STAS 10101/1-78, Acțiuni în construcții. Greutăți tehnice și încărcări permanente
- [47] *** - STAS 1-84, Desene tehnice. Formate
- [48] *** - STAS 6131-79, Construcții Civile, Industriale și Agricole. Înălțimi de siguranță și alcătuirea parapetelor
- [49] *** - STAS 10107/0-90, Construcții Civile și Industriale. Calculul și alcătuirea elementelor structurale din beton armat și beton precomprimat
- [50] *** - STAS 6054-77, Teren de fundare. Adâncimi maxime de îngheț
- [51] *** - STAS 3300/1-85, Teren de fundare. Principii generale de calcul
- [52] *** - STAS 10101/2A1-78, Acțiuni în construcții. Acțiuni datorate procesului de exploatare pentru construcții civile și industriale
- [53] *** - Sistemul de cărămizi POROTHERM . Presentare, Condiții de proiectare. Instrucțiuni de utilizare.
- [54] *** - STAS 10109/1-82, Construcții civile industriale și agricole. Lucrări de zidărie. Calculul și alcătuirea elementelor.